



UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA

CAMPUS VIII

CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ALANNE FERREIRA DE SOUSA

**ANÁLISE DA CARGA DE TRABALHO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, COMPARADOS COM O
RESULTADO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA**

ARARUNA – PB

2018

ALANNE FERREIRA DE SOUSA

**ANÁLISE DA CARGA DE TRABALHO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, COMPARADOS COM O
RESULTADO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado à Universidade Estadual da
Paraíba, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: D Sc. Raimundo Leidimar Bezerra
Área de concentração: Fundações

ARARUNA – PB

2018

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

S725a Sousa, Alanne Ferreira de.
Análise da carga de trabalho de fundações superficiais através de métodos semi-empíricos, comparados com o resultado de prova de carga sobre placa [manuscrito] / Alanne Ferreira de Sousa. - 2018.
65 p. : il. colorido.

Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde, 2018.
"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Fundações. 2. Análise estrutural. 3. Engenharia Civil.
21. ed. CDD 624.15

ALANNE FERREIRA DE SOUSA

**ANÁLISE DA CARGA DE TRABALHO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS
ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, COMPARADOS COM O
RESULTADO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado à Universidade Estadual da
Paraíba, como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Área de concentração: Fundações

Aprovada em: 28/06/2018

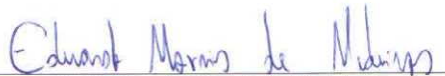
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Marinaldo dos Santos Júnior
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Eduardo Morais de Medeiros
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Dedico este trabalho aos meus pais Aloizo e Lourdes que sempre sonharam comigo os meus sonhos e que, com todo esforço, fizeram de mim o que sou hoje, vocês são a luz da minha vida.

AGRADECIMENTO

Agradeço inicialmente a Deus que sempre me deu a força necessária para ir atrás dos meus sonhos.

Em seguida, gostaria de agradecer a toda minha família em especial a minha mãe Maria de Lourdes Ferreira de Sousa que sempre acreditou em mim e que junto com o meu pai Aloizo Ferreira de Sousa, tornou esse dia possível. Agradeço também a minha irmã Aline Ferreira de Sousa que me transformou em alguém melhor e me mostrou que não há dificuldade que não se possa vencer com determinação e fé.

À Gustavo Targino de Sousa pelo incentivo, companheirismo e amor, que iluminaram a minha vida como um todo, como também toda sua família pelo apoio e carinho, que foram essenciais para a realização desse sonho.

Aos meus amigos Mariana Lucena, Heloisa Nóbrega, Jeferson Trigueiro e Diego Dantas, por a melhor equipe de estudos que alguém poderia ter e por terem se tornados irmãos que a vida me deu. Gostaria de agradecer também ao meu grande amigo Sebastião Lima que incentivou, apoiou, e me ajudou durante toda a trajetória ao longo desse curso. À KassiaSinhorelli que sempre soube me aconselhar da melhor maneira e me fez ver que vale a pena ser honesto. Uma amiga para a vida. À Caison Matheus, Vitória Ciraulo e Daniel Costa que com carinho e cumplicidade fizeram uma parte dessa jornada ficar mais leve e que mesmo longe nunca deixaram de me apoiar. E a tantos outros amigos que adquiri durante esses cinco anos, muito abrigada, sem vocês, nada disso seria possível.

Por fim queria agradecer a todos os meus professores que se empenharam em tornar de mim uma ótima profissional, em especial aos meu orientador Dr. Raimundo Leidimar Bezerra e ao Professor Dr. Wilson Cartaxo Soares pelos conhecimentos compartilhados e por todos os ensinamentos e orientação, bem como o professor Marinaldo dos Santos Júnior por ser um exemplo de profissional, professor e ter se tornado um amigo durante a graduação.

SOUSA, Alanne Ferreira de. **ANÁLISE DA CARGA DE TRABALHO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, COMPARADOS COM O RESULTADO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA**. Araruna, 2018. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Estadual da Paraíba (UEPB).

RESUMO

Para o dimensionamento de fundações diretas é necessário que o profissional determine de forma clara e objetiva a capacidade de carga, em se tratando do solo, e a estimativa dos recalques que a estrutura estará sujeita, tomando como base suas propriedades mecânicas obtidas em investigações de campo e/ou laboratório. Uma das formas de se tomar essa decisão está baseada nas informações provenientes do ensaio de carregamento direto sobre placa e a sondagem de simples reconhecimento SPT pois, através do primeiro, se reproduz em escala reduzida o comportamento real da futura fundação. Já com relação ao outro é possível chegar a resultados de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos, podendo assim, os dois, servir como ferramenta de auxílio na tomada de decisão para o dimensionamento de fundações superficiais, contribuindo para o desenvolvimento mais eficaz das obras de fundação. O presente trabalho trata de uma análise comparativa entre as tensões admissíveis obtidas através de métodos semi-empíricos e o resultado de uma prova de carga. A pesquisa dividiu-se basicamente em duas grandes etapas. Uma que compreendeu a análise dos resultados obtidos através do ensaio de placa por meio do método de extrapolação de Van der Veen (1953), bem como a obtenção de valores de tensão admissível por meio de métodos semi-empíricos que relacionam o N_{sp} à capacidade de carga solo-estrutura. A outra etapa consistiu na análise comparativa entre os resultados obtidos, utilizando valores distintos de determinação de tensão de ruptura para dimensionamento de uma mesma fundação. O método de extrapolação de Van der Veen (1953) determinou uma tensão de ruptura de 1830 kN/m² e, conseqüentemente, uma tensão admissível de 915 kN/m². Dentre os métodos semi-empíricos, o que mais se aproximou da tensão admissível definida pelo método de extrapolação de Van der Veen foi o de Teixeira e Godoy (1998) com diferenças de 50,82%, 26,77% e 27,14%, com relação as sapatas de 1,45, 2,35 e 3,55, respectivamente. Já o Método de Mello (1975) apresentou, para as sapatas de 1,55, 2,80 e 4,20 diferenças de 59,09%, 47,67% e 47,83%, nessa ordem, sendo no geral o critério de Boston o que mais se assemelhou ao resultado da tensão admissível proveniente da prova de carga com uma diferença de 10,38%.

Palavras-chaves: Ensaio de placa, capacidade de carga, fundação superficial.

SOUSA, Alanne Ferreira de. **ANÁLISE DA CARGA DE TRABALHO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS, COMPARADOS COM O RESULTADO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA**. Araruna, 2018. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Estadual da Paraíba (UEPB).

ABSTRACT

For the dimensioning of direct foundations is necessary that the professional determine the load capacity in a clear and objective way, about the soil, and the pressure estimation that the structure will be submitted, using its mechanics properties obtained on field and/or laboratory investigations as basis. One way of making this decision is based on the information provided from the direct load test on plates and the Standard Penetration Test (SPT), by the first, reproduces in reduced scale the real action of the future foundation. About the others, it is possible to reach results of load capacity using semi experimental methods, and thus, both be useful as assistance tool when the decision is made for the dimensioning of superficial foundations, contributing for the more effective development foundation work. The present work is about a comparative analysis between admissible tensions obtained through semi experimental methods and the result of a load test. The research basically went in two big stages. One comprehended the analysis of the results achieved by the plate test with the Van der Veen extrapolation method (1953), as the achievement of admissible tension values by semi experimental methods that relate N_{sp} to the soil-structure load capacity. The other stage consists in the comparative analysis of the obtained results, using distinct values on determination of rupture tensions for the dimensioning of the same foundation. The Van der Veen extrapolation method (1953) determined a rupture tension of 1830 kN/m², resulting in an admissible tension of 915 kN/m². Among the semi experimental methods, the one that most came closest to the admissible tension defined by the Van der Veen extrapolation method was the one of Teixeira and Godoy (1998), with differences of 50,82%, 26,77% and 27,14%. The Mello method (1975) evidenced differences of 59,09%, 47,67% and 47,83%, on general, the Boston criterion the one that most came closest to the result obtained from the load test with a difference of 10,38%.

Key-words: test plate, load capacity, superficial foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização da cidade de João Pessoa – PB.	18
Figura 2 - Mapeamento das unidades geológicas de João Pessoa – PB.	20
Figura 3 - Tipos de ensaios comuns na prática brasileira.	22
Figura 4 - Equipamento de sondagem.	24
Figura 5 - Principais tipos de Fundações profundas: (a) metálicas, (b) pré-moldadas, (c) pré-moldadas de concreto centrifugado, (d) Franki e Strauss, (e) raiz, (f) escavadas, (g) tubulões a céu aberto, (h) com revestimento de concreto e (i) com revestimento de aço.	26
Figura 6 - Tipos de fundação rasa. a) bloco, b) sapata, c) viga e d) radier.	27
Figura 7 - Torre de Pisa, Itália.	28
Figura 8 – Tipos de rupturas: (a) generalizada (b) localizada (c) por puncionamento.	30
Figura 9 - Zonas de cisalhamento.	31
Figura 10 - Superfície potencial de ruptura.	31
Figura 11 - Superfície potencial de ruptura.	32
Figura 12 - Ábaco de fatores de carga.	32
Figura 13 - Ensaio de prova de carga em placa utilizando a cargueira e tirantes como sistema de reação.	38
Figura 14 - Esquema de ensaio com estacas de reação.	38
Figura 15 - Curva tensão x recalque.	39
Figura 16 - Curva carga x recalque de Van der Veen (1953).	41
Figura 17 - Solução gráfica da equação.	42
Figura 18 - Curva carga x recalque ajustada por Van der Veen modificado por Aoki.	43
Figura 19 – Situação em que os resultados da prova de carga não se aplicam a fundação.	44
Figura 20 – Processo de montagem da prova de carga.	47
Figura 21 - Sondagem SPT.	49
Figura 22 - Sistema das estacas de reação esquematizado.	52
Figura 23 - Pilar 1 com dimensões 0,40 x 0,40 m e carga P de 815 kN.	56
Figura 24 - Pilar 2 com dimensões 0,50 x 0,50 m e carga P de 3310 kN.	57
Figura 25 - Pilar 3 com dimensões 0,60 x 0,60 m e carga P de 7485 kN.	57

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais unidades geológicas de João Pessoa – PB.....	19
Tabela 2 - Valores de coesão e peso específico de solos argilosos	34
Tabela 3 - Pesos específicos para solos arenosos.	36
Tabela 4 - Características do ensaio	46
Tabela 5 - Tensões do carregamento e descarregamento.	50
Tabela 6 - Recalques obtidos durante o carregamento e descarregamento	51
Tabela 7 - Resultados obtidos com Van der Veen.....	53
Tabela 8 - Pontos extrapolados.....	54
Tabela 9 - Tensão admissível através do método de Van der Veen (1953).	54
Tabela 10 - Método Teixeira e Godoy (1998).....	55
Tabela 11- Método de Mello (1975).	56
Tabela 12 - Dimensionamento de sapata utilizando valor de tensão admissível resultante do método de Extrapolação de Van der Veen (1953).....	57
Tabela 13 - Dimensionamento de sapata utilizando valores de tensões admissíveis resultantes do método de Mello (1975).	58
Tabela 14 - Dimensionamento de sapata utilizando valores de tensões admissíveis resultantes do método de Teixeira e Godoy (1998).....	58
Tabela 15 - Dimensionamento de sapata utilizando valor de tensão admissível resultante do Critério de Boston.....	58

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva carga x recalque da prova de carga.	52
Gráfico 2 - Critério de Van der Veen (1953).....	53
Gráfico 3 - Tensão referente ao recalque de 10 mm e 25mm.....	55
Gráfico 4 - Tensões admissíveis.....	59
Gráfico 5 – Comparação entre todos os métodos.....	60

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A – área

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

B – Comprimento ou lado da sapata

c – Coesão

CPT – *Cone Penetration Test*

CRP - Constant Rate of Penetration

E_p – Módulo de elasticidade

FS – Coeficiente de segurança

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

kPa – Quilopascal

m – Metro

mm – Milímetro

MPa – Megapascal

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

N_c – Fator de capacidade para coesão

N_q - Fator de capacidade para sobrecarga

N_γ – Fator de capacidade para atrito

N_{spt} – Número médio de golpes SPT no bulbo de tensões

P - Carga do pilar

q – Sobrecarga

QML - QuickMaintainedLoad Test

R^2 – Coeficiente de correlação

SPT – *Standart Penetration Test*

S_c - Fator de forma para coesão

S_q - Fator de forma para sobrecarga

S_γ - Fator de forma para o atrito

SML - SlowMaintainedLoad Test

SCT - SwedishCyclic Test

ρ – Recalque

z – Profundidade

γ – Peso específico

σ_r – Tensão de ruptura

c' - Coesão efetiva

σ_{adm} - Tensão admissível

$tg\varphi'$ - Tangente do ângulo de atrito efetivo

φ – Ângulo de atrito

σ_{25} - Tensão correspondente ao recalque de 25 mm

σ_{10} – Tensão correspondente ao recalque de 10 mm

σ – Tensão aplicada

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
2. OBJETIVOS	16
2.1 Geral	16
2.2 Específicos	16
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
3.1 Introdução	17
3.2 Características geológicas da cidade de João Pessoa	17
3.3 Investigação geotécnica	21
3.3.1 Standart Penetration test (SPT)	22
3.4 Tipos de Fundações	25
3.4.1 Fundações profundas	25
3.4.2 Fundações superficiais (rasas ou diretas)	26
3.5 Capacidade de carga e tensão admissível dos solos	27
3.5.1 Introdução	27
3.5.2 Formulação de Terzaghi	30
3.5.3 Métodos semi-empíricos	35
3.5.4 Prova de carga em placa	36
3.5.6 Método de extrapolação	40
3.5.7 Existência de camada compressível e correção da curva tensão x recalque	43
4. METODOLOGIA	45
4.1 Caracterização da pesquisa	45
4.2 Instrumento de coleta de dados	45
4.3 Procedimento de coleta de dados	45
4.4 Análise dos dados	45
4.5 Prova de carga	46
5. RESULTADOS	48
5.1 Sondagem SPT	49
5.2 Prova de carga	50
6. ANÁLISES DOS RESULTADOS	53
6.1 Extrapolação de Van der Veen (1953)	53
6.2 Critério de Boston	54
6.3 Métodos semi-empíricos	55

6.3.1	Teixeira e Godoy (1998).....	55
6.3.2	Mello (1975).....	56
6.4	Dimensionamento geotécnico considerando três pilares hipotéticos como forma de avaliar os resultados de tensão admissível obtidos pelos diferentes métodos	56
6.4	Análise da prova de carga, método de extrapolação, critério de Boston e métodos semi-empíricos	58
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
	REFERÊNCIAS	63

1. INTRODUÇÃO

Fundação é a parte da estrutura responsável por transmitir ao terreno, no qual está assente, as cargas provenientes do seu peso próprio e o da superestrutura. As fundações podem ser divididas em dois grupos: fundações rasas e profundas.

O projeto de fundação é o último a ser elaborado e o primeiro a ser executado, quando se trata de uma obra. A importância de um bom dimensionamento, ou seja, uma boa elaboração de projeto, é essencial para a vida útil da edificação, afinal é necessário garantir que haja uma satisfatória transferência dessas cargas, que o elemento de fundação esteja compatibilizado com as propriedades do solo em contato, com relação à resistência e compressibilidade, por exemplo, para evitar que ocorram recalques os quais a estrutura não possa suportar, provocando sérios danos a essa (BEZERRA, 2017).

O dimensionamento geotécnico de uma fundação se dá inicialmente pela análise da capacidade de carga solo-estrutura, que determina a máxima tensão que o sistema suportará, sem que haja rompimento nem da estrutura nem da massa de solo. É buscando a estabilidade e integridade da edificação que o valor de capacidade de carga é minorado através de um fator de segurança, e assim encontrada a tensão admissível que será utilizada no desenrolar dos cálculos.

Uma das formas mais seguras de se chegar a um valor de capacidade de carga consiste nas informações provenientes do ensaio de carregamento direto sobre placas e/a sondagem de simples reconhecimento SPT, pois através do primeiro, se reproduz em escala reduzida o comportamento real da futura fundação, e com relação ao segundo é possível chegar a resultados de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos, podendo servir como uma poderosa ferramenta de auxílio na tomada de decisão para o dimensionamento de fundações superficiais, contribuindo para o desenvolvimento mais eficaz das obras de fundação.

A não realização do ensaio de placas em obras corriqueiras se deve, na maioria das vezes, ao alto custo da realização do ensaio, demandando uma certa disponibilidade de tempo, juntamente com a necessidade de se dispor de um sistema de reação compatível com as tensões que se deseja mobilizar no ensaio. Além desse inconveniente, existe a necessidade de se definir a tensão de ruptura com base na observação da curva carga-recalque, que, em muitos dos casos, não se caracteriza claramente.

Este trabalho se propõe a fazer um estudo voltado ao comparativo de dimensionamento de uma fundação superficial utilizando os valores de tensões admissíveis obtidas tanto através do ensaio de placas como através de métodos semi-empíricos.

2. OBJETIVOS

2.1 Geral

Analisar o resultado de uma prova de carga sobre placa, fazendo um comparativo da capacidade de carga com os métodos semi-empíricos geralmente realizados na prática da engenharia.

2.2 Específicos

Calcular a carga de ruptura da fundação através de métodos de extrapolação da curva carga x recalque;

Comparar os resultados relacionados à resistência obtida na prova de carga com métodos semi-empíricos;

Dimensionar uma sapata isolada, utilizando valores de capacidade de carga encontrados através do ensaio de prova de carga sobre placa e por métodos semi-empíricos.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Introdução

A infraestrutura em uma edificação é algo de extrema importância. É através desta que o edifício mantém-se erguido durante o tempo determinado em projeto, pois é a fundação o elemento responsável pela distribuição das cargas, referentes à superestrutura, ao solo fazendo com que o conjunto permaneça estável. Tem-se por fundação, em conjunto com o maciço que a envolve, o elemento estrutural idealizado com a finalidade de transmitir os esforços oriundos da superestrutura ao solo, de forma que ela permaneça estável durante o seu tempo de uso.

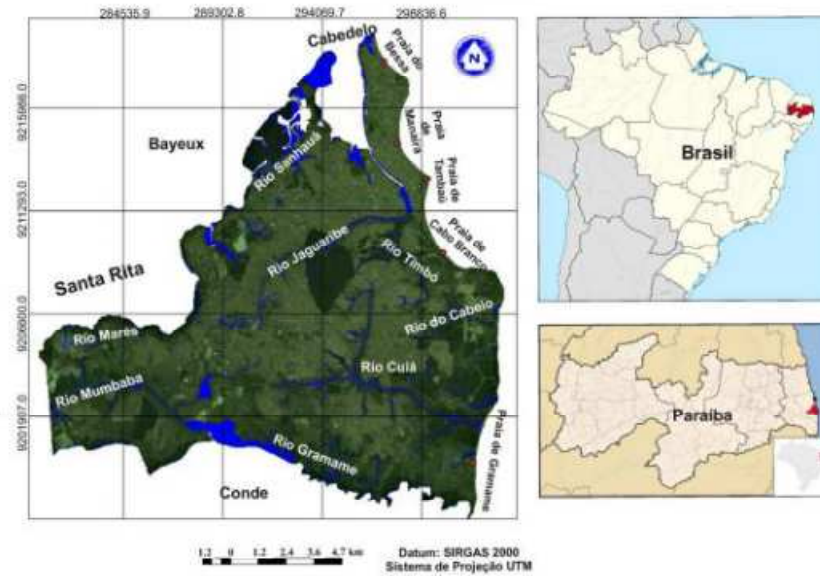
As fundações são de dois grandes tipos: rasas (superficiais ou diretas) e profundas. Não é mais conveniente associar dois tipos de fundação, e a escolha do tipo a ser usado é baseada em critérios técnicos de capacidade de carga e recalques.

Segundo Hachich et al. (1998), existem outros critérios para a escolha adequada do tipo de fundação a ser utilizado, como as características da obra a ser construída, pois, em alguns casos, uma determinada obra pode impor a utilização de um tipo de fundação específico para atender às necessidades da edificação. Outras obras podem possuir uma gama de soluções para fundação. Sendo assim, para determinar qual será utilizada, consideram-se as alternativas e, normalmente, escolhem-se as que possuem menor custo e menor prazo de execução, considerando todos os serviços necessários para a execução do tipo escolhido, como escavações e reaterros. Portanto, reforça-se mais ainda a necessidade de se conhecer adequadamente as camadas componentes do solo onde será construída a fundação, assim como a análise de suas propriedades, pois a elaboração do projeto geotécnico é baseada nas características do solo e na estrutura da edificação.

3.2 Características geológicas da cidade de João Pessoa

A cidade de João Pessoa, conhecida como o ponto mais oriental das Américas, possui uma população de 811.598 habitantes, segundo o IBGE (2017). Ela está localizada no extremo leste do estado da Paraíba. O município faz limite ao norte com o município de Cabedelo, ao Sul com o Conde, a leste com o Oceano Atlântico e a oeste com os municípios de Bayeux e Santa Rita (Figura 1).

Figura 1 - Localização da cidade de João Pessoa – PB.



Fonte: Google Earth (2018).

A localização do município de João Pessoa se dá, em maior parte, sobre a unidade litoestratigráfica denominada de Formação Barreiras – sedimentos arenoargilosos mal consolidados, que repousam de forma discordante, respectivamente de oeste para leste, sobre o embasamento cristalino pré-cambriano e sobre os sedimentos da Bacia Sedimentar Marginal da Paraíba (FURRIER et al., 2007).

João Pessoa pertence à Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, que engloba a faixa litorânea dos estados da Paraíba, Pernambuco e Rio Grande do Norte e é limitada pelas Bacias Sergipe-Alagoas e Bacia Potiguar (SOARES, 2011).

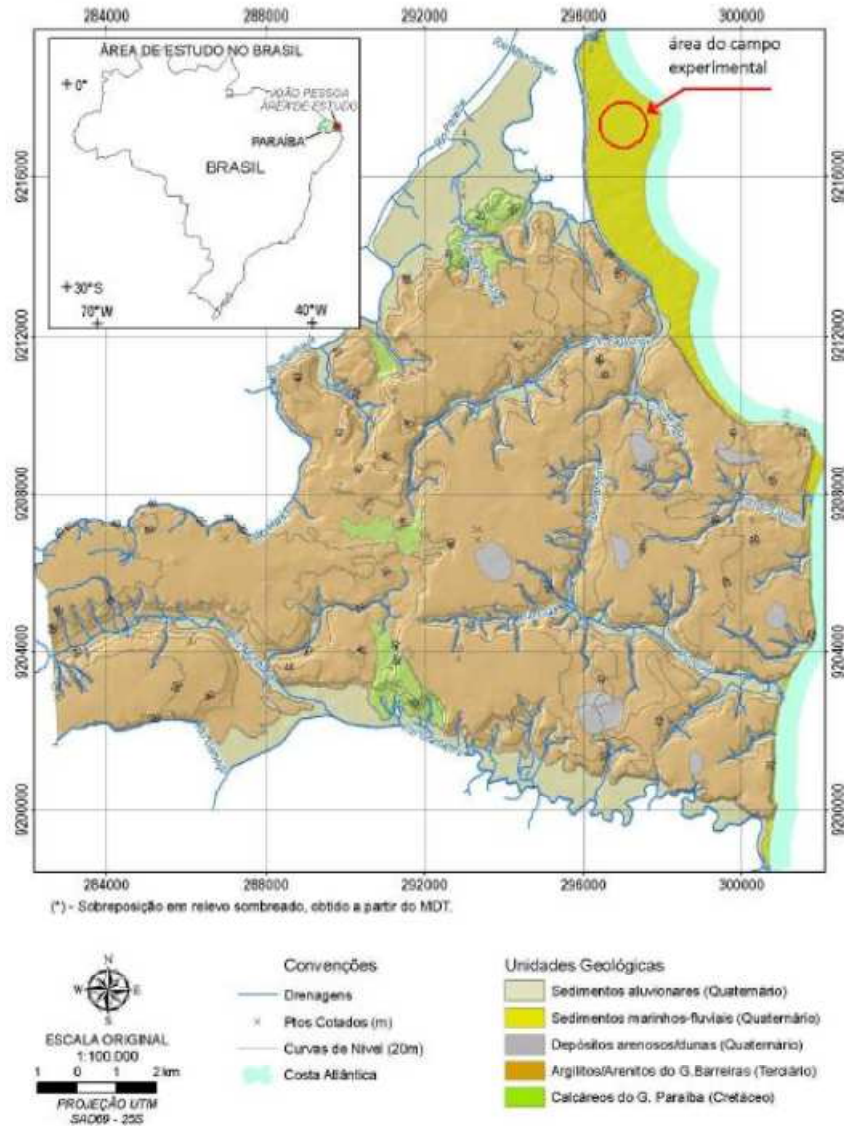
Tabela 1 - Principais unidades geológicas de João Pessoa – PB.

IDADE	UNIDADES GEOLÓGICAS
Quaternário	Sedimentos inconsolidados de origem alúvio-coluvionar
	Sedimentos inconsolidados de origem marinha com contribuição fluvial
	Sedimentos arenosos inconsolidados (dunas)
Terciário	Formação Barreiras: argilas areno-siltosas, arenitos sílticos-argilosos, conglomeráticos grosseiros e fragmentos de couraça laterítica. (± 70 metros de espessura)
Cretáceo	Grupo Paraíba:
	Formação Gramame: calcários argilosos, calcarenitos, fosfatos (± 80 metros de espessura).
	Formação Beberibe: arenitos friáveis brancos e siltitos (200 a 300 metros de espessura).

Fonte: Adaptado de Melo et al. (2001) e Martins (2006), apud Soares (2011).

A Tabela 1 informa as principais unidades geológicas que constituem o município de João Pessoa e a Figura 2 mostra as suas distribuições espaciais.

Figura 2 - Mapeamento das unidades geológicas de João Pessoa – PB.



Fonte: Martins (2006).

Em se tratando das principais unidades geológicas em João Pessoa, essas são formadas por sedimentos do Grupo Paraíba (Formação Beberibe e Formação Gramame), sedimentos da Formação Barreiras e sedimentos inconsolidados recentes.

Os sedimentos da Bacia Paraíba pertencem à Formação Beberibe, possuem cerca de 200 m de espessura e nascem em uma soleira rochosa que passa pelo Rio Jaguaribe (MELO et al., 2001).

Já a Formação Gramame possui cerca de 70 m, formada por calcários argilosos cinzentos. Ela apresenta afloramentos de calcário nas margens do Rio Gramame, próximo ao rio Paraíba. Esses afloramentos são explorados como matéria-prima por fábricas da construção civil, de cimento e pedreiras (FURRIER, 2007; MARTINS, 2006).

Mais de 70% da área do município pertence à Formação Barreiras, com 147,59 km², e possui material heterogêneo, formado por argilas coloridas, arenitos avermelhados, com níveis de argilito e conglomerados de matrizes arenosas reunidas por cimento ferruginoso (MARTINS, 2006; MELO et al., 2001). Segundo Furrier (2007), a Formação Barreiras é de origem continental e não faz parte da Bacia Pernambuco-Paraíba, sendo considerada uma cobertura plataformal. Os seus sedimentos foram depositados sobre as Formações Beberibe/Itamaracá, Gramame e Maria Farinha, de modo desigual, de oeste para leste, e são resultantes do intemperismo sobre o embasamento cristalino, localizado no interior do estado.

3.3 Investigação geotécnica

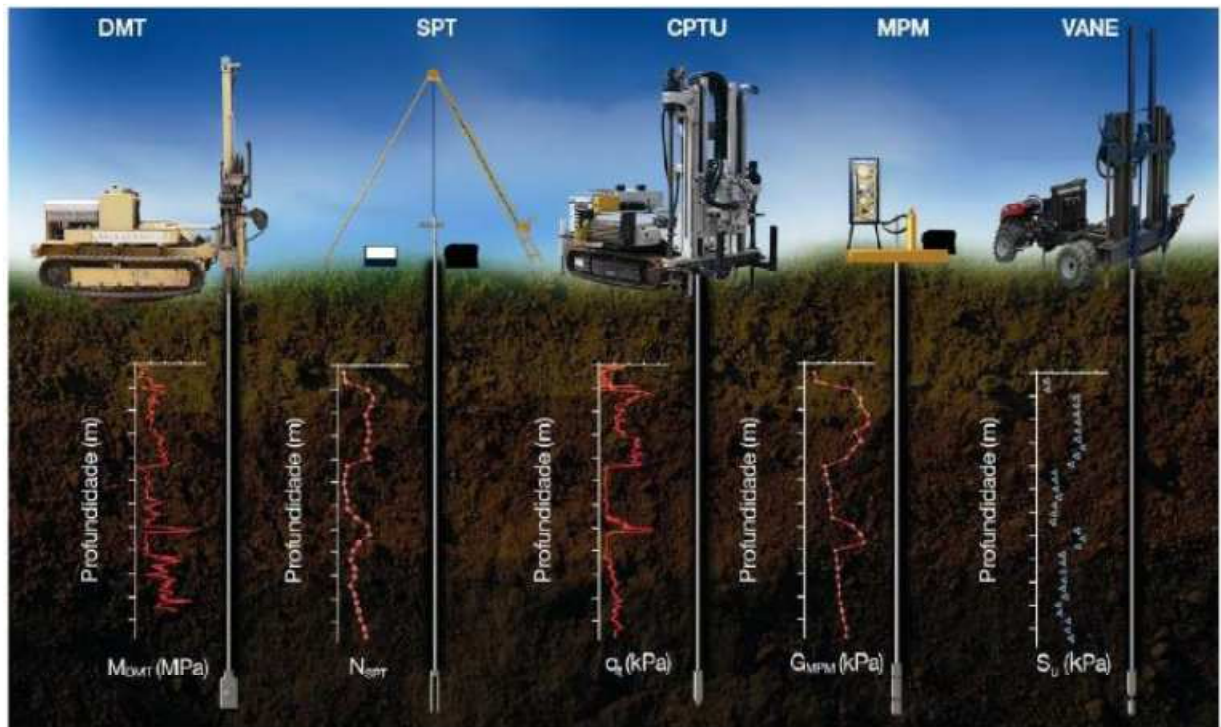
É essencial que seja realizada uma investigação geotécnica no solo, por esse se tratar de um material com extrema variabilidade, no que diz respeito às características em uma massa de solo, por exemplo, o que implica diretamente no seu comportamento. Tal investigação é feita geralmente através de ensaios que caracterizam de alguma forma o solo em questão. Hachich, et al.(1998) comenta que as características das propriedades do solo podem ser captadas a partir de investigações geotécnicas realizadas mais comumente “in situ”, ou seja, em campo, sendo feita a coleta de amostras para que se possa conhecer o substrato. Alguns desses ensaios, entre os mais usados, podemos citar: o *Standart Penetration Test* – SPT e *Cone Penetration Test* – CPT, sendo o SPT o mais utilizado no mundo.

Há vários ensaios que se destacam, dentre vários que são utilizados pelo mundo, segundo Hachich, et al. (1998), são:

- SPT – *Standard Penetration Test*;
- SPT-T – *Standard Penetration Test*, incrementado com medidas de torque;
- CPT – *Cone Penetration Test*;
- CPT-U – *Cone Penetration Test*, com a medida de poropressão;
- *Vane Test*, ensaio de palheta;
- Pressiômetro de Ménard;
- Dilatômetro de Marchetti;

- Provas de carga;
- Ensaios geofísicos, especialmente o de *Cross-Hole*.

Figura 3 - Tipos de ensaios comuns na prática brasileira.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

3.3.1 Standart Penetration test (SPT)

O Ensaio de Simple Reconhecimento do Solo, também conhecido como Ensaio SPT, é visivelmente a ferramenta de investigação geotécnica de maior popularidade, praticamente em todo mundo. Isso se dá por vários fatores, entre eles, o fato de poder ser aplicado a diversos tipos de solo, e ter um baixo custo de execução (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

É usado na identificação da densidade de solos granulares, bem como a consistência de solos coesivos e até mesmo rochas brandas. Em métodos rotineiros para o dimensionamento de fundações diretas e profundas, é comum fazer uso dos resultados obtidos por esse ensaio, principalmente no Brasil.

Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que este ensaio se trata de uma medida de resistência dinâmica aliada a uma sondagem de simple reconhecimento, onde a perfuração é feita através de trado e circulação de água, fazendo uso de um trépano de lavagem como

ferramenta de escavação. As amostras representativas de solo são coletadas a cada metro de profundidade por intermédio de um amostrador, prescrito na NBR 6484/2001 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio (ABNT, 2001).

Ainda segundo Schnaid e Odebrecht (2012), são praticamente seis partes que constituem o equipamento que é utilizado para a realização do ensaio SPT: amostrador, haste, martelo, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater, conjunto de perfuração, onde todos têm suas características definidas pela NBR – 6484/2001, além de cuidados e procedimentos a serem tomados.

O procedimento consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação, sendo essa revestida ou não, e de uma altura de 750 mm é solto um peso de 65 kg, como mostrado na Figura 4. O número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm, indica o valor N_{spt} (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Figura 4 - Equipamento de sondagem.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Os resultados colhidos no ensaio geralmente são expressos em um relatório que expõe entre outras especificações, o N_{spt} , de cada profundidade analisada, a espessura dos diferentes tipos de solo no perfil, o tipo de solo de cada camada e a profundidade do nível do lençol freático (ABNT, 2001).

3.4 Tipos de Fundações

3.4.1 Fundações profundas

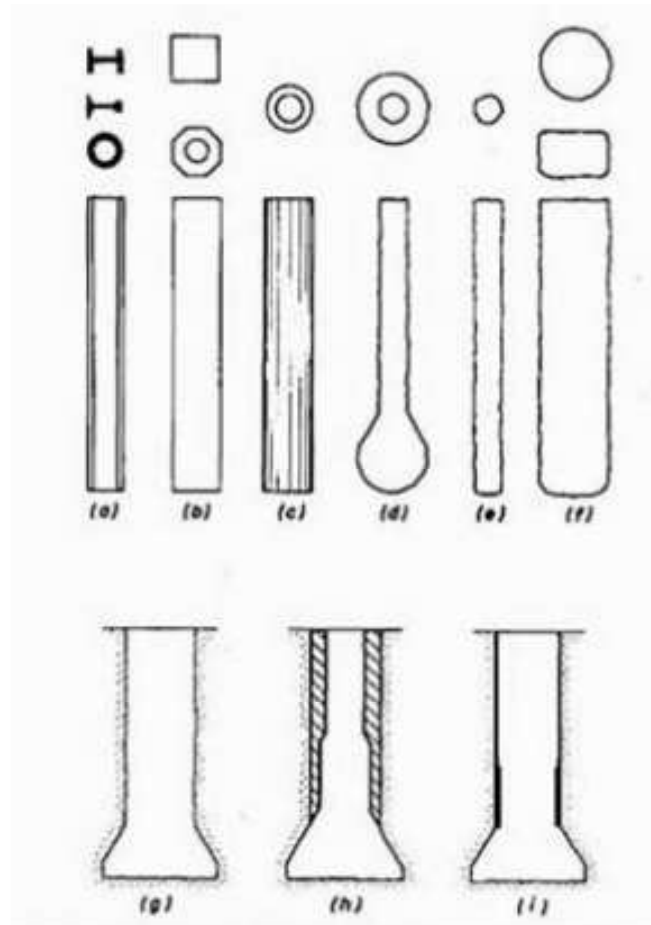
Segundo a norma – NBR 6122 – Projeto e execução de fundações (ABNT, 2010), as fundações profundas são os elementos responsáveis por transmitirem a carga ao solo através de sua base, chamada de resistência de ponta, e pela sua superfície lateral, resistência de fuste, ou a combinação das duas. Esse tipo de fundação deve ter profundidade superior ao tamanho de duas vezes sua menor dimensão em planta, ou no mínimo 3 m de profundidade.

Os principais tipos de fundação profunda são as estacas, e os tubulões, como estabelece a NBR 6122 (ABNT, 2010):

A estaca é o elemento de fundação profunda que é executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas e podem ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado “in situ” ou mistos.

O tubulão ao ar livre possui formato cilíndrico e deve ser executado em terrenos em que haja uma coesão boa. Na execução do tubulão há a necessidade da descida de um operário para que se consiga fazer a abertura do alargamento do fuste, já que o tubulão tem seu funcionamento semelhante à sapata, possuindo uma sapata na sua ponta, o que faz ele ser chamado popularmente de sapata profunda. Pode ser executado ou não a céu aberto, ter ou não revestimento de aço ou de concreto.

Figura 5 - Principais tipos de Fundações profundas: (a) metálicas, (b) pré-moldadas, (c) pré-moldadas de concreto centrifugado, (d) Franki e Strauss, (e) raiz, (f) escavadas, (g) tubulões a céu aberto, (h) com revestimento de concreto e (i) com revestimento de aço.



Fonte: Hachich, et al.(1998).

3.4.2 Fundações superficiais (rasas ou diretas)

Uma das formas de se diferenciar fundações superficiais de profundas se dá através da forma como as cargas, proveniente da superestrutura, são transmitidas para o solo. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), em uma fundação rasa a carga é transmitida para o terreno através de tensões distribuídas ao longo de toda a base, e sua profundidade de assentamento, em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. São pertencentes a esse grupo: sapatas, *radier*, blocos, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas.

As sapatas são estruturas de fundação rasas de concreto armado, dimensionadas de forma que as tensões de tração impostas sejam suportadas pela armadura contida na sua

composição, fazendo com que sua altura seja, de maneira geral, menor que a dos blocos, que são estruturas de concreto simples (VELLOSO e LOPES, 2011).

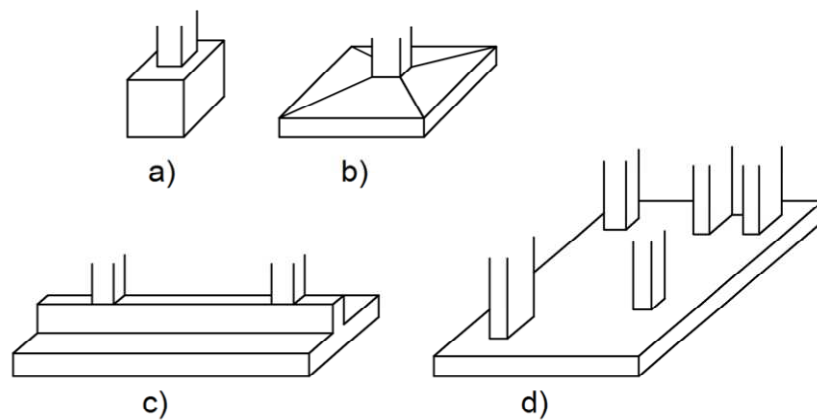
Já o bloco é dimensionado de modo que as tensões de tração sejam resistidas pelo próprio concreto, sem que haja a necessidade de armadura. Possui normalmente seção retangular ou quadrada.

O radier, por sua vez, é o elemento que recebe todos os pilares da obra ou parte deles, e age distribuindo os carregamentos ao solo.

A viga de fundação é concebida geralmente de concreto armado, e recebe os pilares alinhados. Quando são de seção transversal sem armadura, são conhecidas como baldrames.

A sapata associada recebe mais de um pilar, porém não alinhados e as grelhas são compostas por várias vigas que se encontram nos pilares.

Figura 6 - Tipos de fundação rasa. a) bloco, b) sapata, c) viga e d) radier.



Fonte: Autora (2018).

3.5 Capacidade de carga e tensão admissível dos solos

3.5.1 Introdução

Um passo muito importante no dimensionamento de fundações superficiais é a identificação da maior tensão que, aplicada ao solo, não ocorram recalques excessivos nem a ruptura do solo.

A tensão admissível é determinada a partir da capacidade de carga, resultado das provas de carga ou da resistência à penetração (CAPUTO, 2015). De acordo com a NBR 6122 para se determinar a tensão admissível através dos ensaios de carga sobre placa, deve-se considerar o efeito de escala e as camadas influenciadas do solo (ABNT, 2010).

Para Pinto(2006), as obras de engenharia são apoiadas no solo ou na rocha. Dessa maneira, Russi (2007)relata a importância de definir a capacidade de carga e recalque do solo onde a fundação estará assente, evitando que haja incidentes como o citado por Das (2007), da torre de Pisa na Itália (Figura 7).

Figura 7 - Torre de Pisa, Itália.



Fonte: Toda Matéria (2016).

Quando se fala sobre capacidade de carga, é normal querer associá-la ou ao solo ou à estrutura, no entanto, essa é a tensão de ruptura com relação ao sistema solo-sapata, pois esse valor depende tanto das características do maciço de solo, quanto da sapata (geometria, por exemplo). Para Cintra, Aoki e Albiero (2003), “Para sapatas idênticas, em solos diferentes, a capacidade de carga não será a mesma (...) Num mesmo solo, para sapatas com dimensões e embutimentos diferentes, a capacidade de carga também não será a mesma.”.Vê-se que para os autores é imprescindível que haja informações sobre o solo e também sobre a estrutura para se formular um valor de capacidade de carga.

A capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca é a tensão que ocasiona a ruptura por cisalhamento do solo abaixo de uma fundação. Em outras palavras, é o quanto o solo resiste antes de entrar em colapso devido às cargas transmitidas a ele através das estacas. Para isso é necessário determinar as resistências de ponta, chamada de adesão e a resistência

lateral, ao longo do fuste no caso das estacas, e a resistência na base, no caso das sapatas. Existem vários métodos para se determinar a capacidade de carga: os teóricos, os semi-empíricos e a prova de carga.

Velloso e Lopes (2011) distinguiram três tipos de ruptura apresentáveis no solo de uma fundação: a generalizada, a localizada e a por puncionamento.

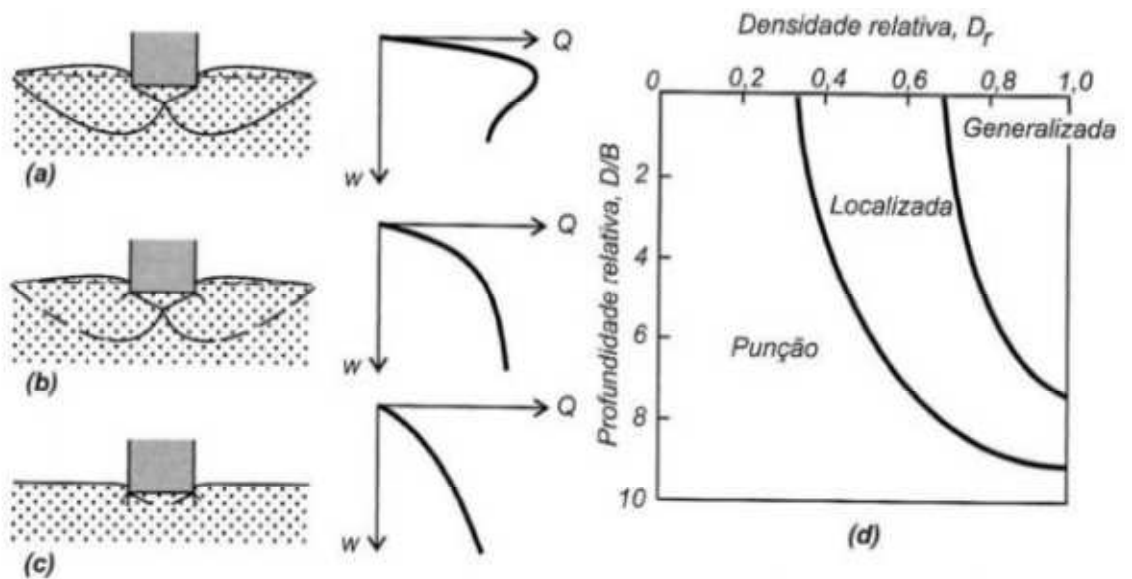
A ruptura generalizada caracteriza-se por uma ruptura bem definida, no qual a superfície de deslizamento vai da borda da fundação até a superfície do terreno. Considerando tensão controlada, o modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica (VELLOSO E LOPES, 2011).

A ruptura localizada, semelhante à ruptura generalizada, observa-se nitidamente na Figura 8b o deslizamento da superfície apenas sob o elemento estrutural de fundação (VELLOSO E LOPES, 2011).

A ruptura por puncionamento, mecanismo de difícil visualização, à medida que a carga cresce, ocorre compressão do solo imediatamente abaixo da fundação, mostrado na Figura 8c. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. O solo fora da área carregada praticamente não interage no processo (CAPUTO, 2015).

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2003), no caso de fundações superficiais, considera-se que ocorre em solos mais resistentes o padrão de ruptura generalizada, e em solos de resistência média normalmente apresentam o padrão de ruptura local. A ruptura por puncionamento ocorre em solos mais deformáveis. Analisando a Figura 8 na relação carga aplicada (Q) pelo recalque (w), nota-se que a generalizada com a mesma carga aplicada ocorre um menor recalque que nas outras rupturas, suportando uma maior carga até seu limite elástico quando se rompe abruptamente. Na local, a ruptura não é pronunciada e tem valor intermediário. No puncionamento o solo deforma mais para mesmas cargas.

Figura 8 – Tipos de rupturas: (a) generalizada (b) localizada (c) por punção



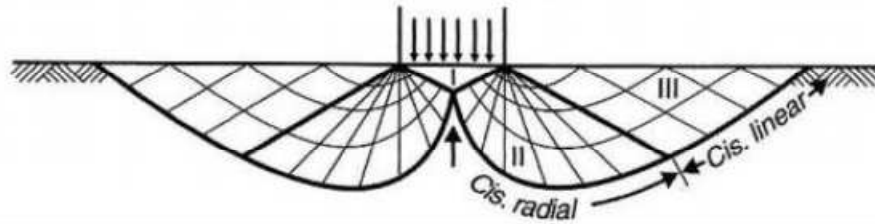
Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3.5.2 Formulação de Terzaghi

É impossível falar sobre tensão de ruptura solo-sapata, sem falar sobre a Teoria de Terzaghi. Este, tido como o pai da Mecânica dos Solos, foi o primeiro a desenvolver uma teoria para determinar a capacidade de carga de um sistema solo-sapata.

De acordo com a teoria de Terzaghi, o solo imediatamente abaixo da fundação forma uma “cunha”, em decorrência do atrito com a base, se deslocando verticalmente junto com a fundação. Este movimento provoca ao solo adjacente uma força, produzindo duas zonas de cisalhamento, constituídas por duas partes cada uma, uma de cisalhamento radial e outra de cisalhamento linear, conforme se vê na Figura 9 (CAPUTO, 2015).

Figura 9 - Zonas de cisalhamento



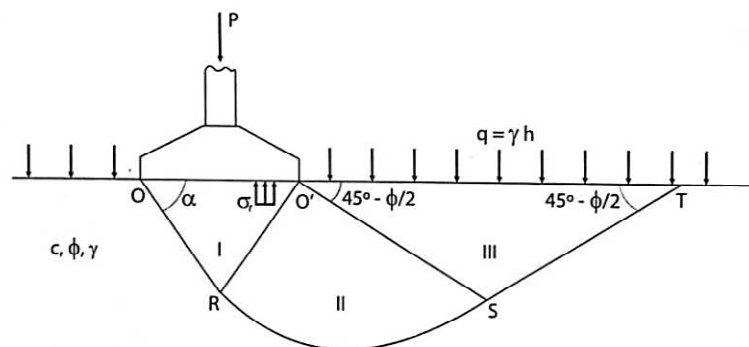
Fonte: Caputo (2015)

Terzaghi (1943) leva em consideração três hipóteses básicas, sendo elas:

- que a sapata em estudo é uma sapata corrida, ou seja, a largura B é bem menor que o comprimento L , fazendo com que o problema se torne algo bidimensional;
- a largura B da sapata é superior ao tamanho do embutimento h da sapata, fazendo com que a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio da sapata seja desprezada;
- o maciço de solo localizado sob a base da sapata é rígido, implicando em um caso de ruptura geral.

Portanto, seguindo tais hipóteses, o problema pode ser esquematizado como indicado na Figura 10.

Figura 10 - Superfície potencial de ruptura.



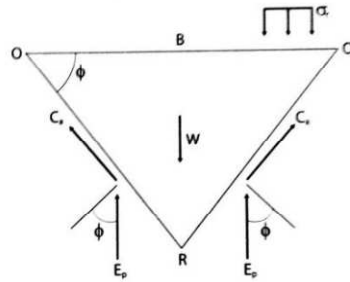
Fonte: Terzaghi, 1943, apud Cintra, et al.(2011).

Com base nisso, Cintra, Aoki e Albiero (2011), afirmam:

Na iminência da ruptura em que a sapata aplica a tensão σ_r ao solo (princípio da ação e reação), examinemos a cunha de solo I, com peso próprio W . Nas suas faces OR e O'R, atuam o empuxo passivo E_p e as forças de coesão C_a . (pag. 27)

Como demonstrado na Figura 11 a seguir, em que $\alpha = \phi$.

Figura 11 - Superfície potencial de ruptura.



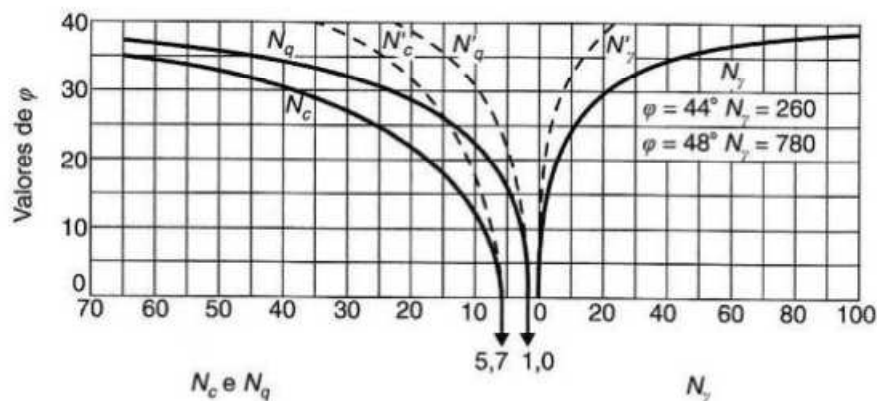
Fonte: Terzaghi, 1943, apud Cintra, et al.(2011).

Fazendo considerações e o equilíbrio das forças na vertical, Terzaghi(1943) chegou a Equação 1, que representa a solução inicial do problema, desde que E_p fosse conhecido.

$$\sigma_r = 2 \frac{E_p}{B} + ctg\phi - \frac{\gamma}{4} Btg\phi \quad (Eq. 1)$$

A capacidade de carga é a resistência oferecida ao deslocamento pelas zonas de cisalhamento radial e linear. Na fórmula de Terzaghi consideram-se três efeitos: coesão, atrito e sobrecarga.

Figura 12 - Ábaco de fatores de carga.



Fonte: Caputo (2015).

O ábaco da Figura 12 ilustra os fatores de capacidade de carga com relação a cada uma das situações, N_c , N_q , N_γ , sendo estes chamados de fatores de capacidade de carga.

Por meio de todos os critérios estabelecidos, chega-se a Equação 2.

$$\sigma_{adm} = \frac{cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma}{FS} \quad (Eq. 2)$$

Sabendo que σ_{adm} é tensão admissível do solo, c a coesão do solo, γ o peso específico, q sobrecarga sobre a fundação, B largura total da fundação e, N_c , N_q , N_γ fatores de capacidade de carga obtidos através do ábaco da Figura 12 e FS , coeficiente de segurança.

É interessante aplicar os fatores de forma proposto por De Beer, que considera a geometria da sapata e o ângulo de atrito interno do solo, como mostrado no Quadro 1 que mostra com os parâmetros de forma conforme as dimensões da sapata.

Quadro 1 – Fatores de forma de De Beer.

Sapata	S_e	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)\text{tg}\phi$	$1-0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\text{tg}\phi$	0,60

Fonte: Adaptado de Cinta, et al. (2003).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003), aplicando os fatores de forma na equação da capacidade de carga, obtêm-se a Equação 3, para o caso de ruptura geral. Onde ocorrem as rupturas por punção e local, utiliza-se a mesma equação de ruptura geral, reduzindo-se empiricamente os parâmetros de resistência do solo, conforme Equações 4 e 5.

$$\sigma_{adm} = \frac{cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma}{FS} \quad (Eq. 3)$$

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (Eq. 4)$$

$$\text{tg}\phi^* = \frac{2}{3} \text{tg}\phi \quad (Eq. 5)$$

Onde: c coesão do solo, φ ângulo de atrito interno, φ^* e c^* resultados corrigidos para solos com ruptura por puncionamento.

Os valores de coesão e peso específico do solo podem ser avaliados a partir da Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de coesão e peso específico de solos argilosos

Coesão		
Argilas	Nspt	Coesão c (kPa)
<i>Muito mole</i>	< 2	< 10
<i>Nole</i>	2 a 4	10 a 25
<i>Média</i>	4 a 8	25 a 50
<i>Rija</i>	8 a 15	50 a 100
<i>Muito rija</i>	15 a 30	100 a 200
<i>Dura</i>	> 30	> 200

Peso Específico		
Nspt	Consistência	Peso específico γ (kN /m³)
≤ 2	<i>Muito mole</i>	13
3 – 5	<i>Mole</i>	15
6 – 10	<i>Média</i>	17
11 – 19	<i>Rija</i>	19
≥ 20	<i>Dura</i>	21

Fonte: adaptado de Alonso, 2010.

O ângulo de atrito interno (φ) pode ser adotado como o menor valor gerado pelas Equações 6 (GODOY, 1983) e 7 (TEIXEIRA, 1996), descritos por Cintra, Aoki e Albiero (2003).

$$\varphi = 28^\circ + 0,4 Nspt \quad (Eq. 6)$$

$$\varphi = \sqrt{20Nspt} + 15^\circ \quad (Eq. 7)$$

Todavia, segundo Cintra, Aoki e Albiero (2003), foi necessário que Terzaghi adotasse metodologias para casos particulares, ou até mesmo hipotéticos, tentando buscar uma generalização, através de superposição de efeitos, visto que não há solução geral que leve em conta o peso do solo e a influência da sobrecarga.

Sendo assim, a partir das pesquisas e das soluções estabelecidas por Terzaghi (1943), outros métodos para a determinação da capacidade de carga de fundações por sapatas foram formulados por estudiosos que se dedicaram ao aprimoramento de tais cálculos, tratando de casos específicos e/ou alterando as hipóteses precursoras. Entre tantos podem-se citar os de Skempton, Meyerhof e Brinch Hansen (Cintra et al., 2003).

3.5.3 Métodos semi-empíricos

Segundo a NBR 6122 (ABNT,2010) nos métodos semi-empíricos “as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações, e são usadas em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza semi-empírica do método”.

- Método semi-empírico de Teixeira e Godoy (1998)

Teixeira e Godoy (1998) propuseram à Equação 8 onde utiliza o valor médio do N_{SPT} , para determinação da tensão admissível, equação válida para qualquer solo natural no intervalo de $5 \leq N_{SPT} \leq 20$. Esta equação foi obtida a partir da correlação de provas de carga com a resistência à penetração com o amostrador de Mohr Geotécnica, aplicando na fórmula de Skempton (ALONSO, 2010; CINTRA, AOKI E ALBIERO, 2003; HACHICH et al., 1998).

$$\sigma_{adm} = 20N_{spt} + q \quad (Eq. 8)$$

Cintra et al (2011), apresenta na Tabela 3 pesos específicos para solos arenosos, mostrada a seguir.

Tabela 3 - Pesos específicos para solos arenosos.

Nspt	Compacidade	Peso específico (kN/m ²) - Areia		
		seca	úmida	Saturada
<5	Fofa			
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

Fonte: Cintra et al. (2011).

- Método semi-empírico de Mello (1975)

O método de Mello (1975), conforme mostrado em Cintra, Aoki e Albiero (2003), a tensão admissível é determinada pela Equação 9, a qual pode ser aplicada para qualquer tipo de solo no intervalo de $4 \leq NSPT \leq 16$.

$$\sigma_{adm} = 100(\sqrt{Nspt} - 1) \quad (Eq. 9)$$

3.5.4 Prova de carga em placa

Além da forma analítica ou teórica para a previsão de capacidade de carga e recalques imediatos de sapatas ou tubulões, também temos o método experimental, por meio de provas de carga em placa realizada na etapa de projeto de fundação. Pela norma americana, essa placa é quadrada, com lado de 0,30 m, mas no Brasil é circular, rígida, de aço, com diâmetro de 0,80 m. Mesmo assim, constitui um modelo reduzido da base das sapatas, cujo lado ou diâmetro geralmente é 3 vezes maior do que o da placa.

Em suma, o ensaio consiste em um método experimental para a determinação da tensão admissível e é regido pela norma NBR 6489, Prova de carga direta sobre terreno de fundação (ABNT, 1984). Os resultados devem ser interpretados levando em conta as relações de comportamento entre a placa e a fundação real, juntamente com as características das camadas de solo influenciadas pela placa e pela fundação.

Segundo Fellenius (1975), podem-se identificar quatro grupos diferentes de métodos para o carregamento de placas, sendo esses:

- SM ou SML (SlowMaintainedLoad Test): trata-se de um ensaio em que os incrementos de carga são iguais até um determinado nível de carga, maior que o nível de trabalho. Os incrementos são mantidos até que se atinja a estabilidade dos deslocamentos de acordo com determinado critério.
- QM ou QML (QuickMaintainedLoad Test): faz-se o carregamento em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior que o nível de trabalho. Esta carga é mantida por um intervalo de tempo pré-determinado.
- CRP (Constant Rate ofPenetration): mede-se a força necessária para o solo recalcar em velocidade constante. O ensaio é conduzido até um determinado nível de deslocamento.
- CLT ou SCT (CyclicLoad Test ou SwedishCyclic Test): neste ensaio, o solo é carregado a 1/3 da carga de projeto, em seguida, descarrega-se até a metade da carga e repete-se o ciclo por 20 vezes. Em seguida, aumenta-se a carga limite superior em 50%, repetindo-se o procedimento até que se atinja a ruptura.

Para Teixeira (1966), a execução de carregamento experimental do solo através de placas, utilizado para fixação das tensões para o dimensionamento de fundações, é um dos mais antigos ensaios de campo realizados na Engenharia. Entretanto, existe o problema causado pela diferença de escalas entre o protótipo e o ensaio, que é a maior dificuldade que se antepõe ao estabelecimento de correlações gerais entre a capacidade de carga e o ensaio de placa, especialmente no caso de solos arenosos.

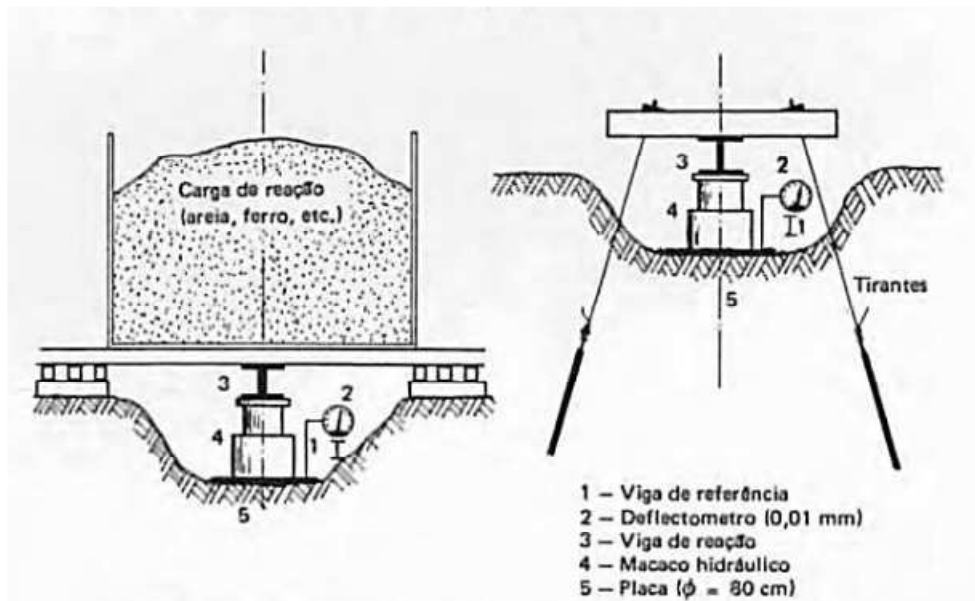
O ensaio de placa, descrito pela NBR 6489 (ABNT, 1984), consiste, basicamente, na instalação de uma placa rígida com uma área não inferior 0,5 m², instalada sobre o solo natural na mesma cota prevista no projeto das fundações superficiais. Aplicam-se cargas verticalmente no centro da placa, em estágios, e medem-se as deformações simultaneamente com os incrementos de carga. Os resultados são apresentados em gráficos de tensão x recalque.

Os equipamentos para a realização do ensaio são compostos por três itens, basicamente:

Sistema de reação: formado geralmente de formas distintas, podendo ser composta por uma cargueira (Figura 13), que pode ser um caminhão carregado com uma caixa de areia,

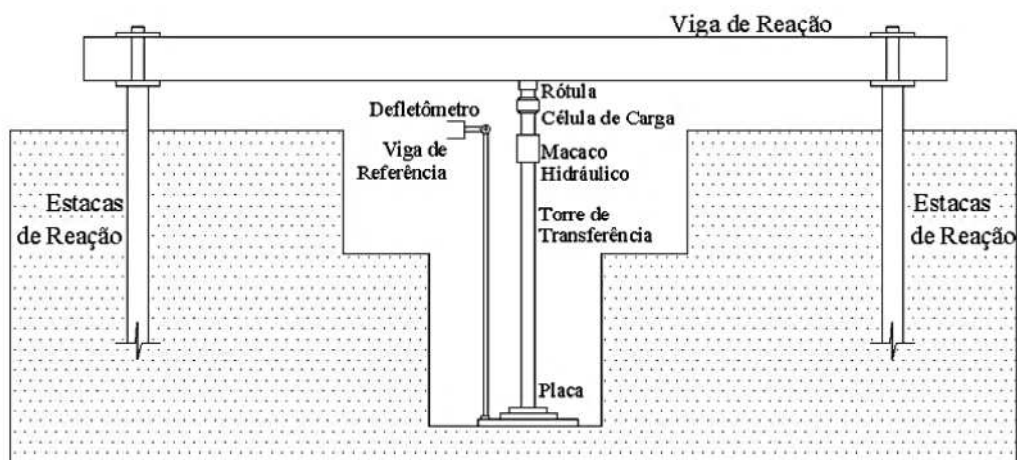
brita ou solo, ou utilizando a reação de elementos ancorados (estacas ou tirantes) unidos por uma viga de reação, (Figura 14). O sistema de reação tem a finalidade de garantir ao sistema de transmissão de carga, uma reação capaz de se contrapor às cargas solicitadas pelo macaco hidráulico.

Figura 13 - Ensaio de prova de carga em placa utilizando a cargueira e tirantes como sistema de reação.



Fonte: Alonso (1983).

Figura 14 - Esquema de ensaio com estacas de reação.



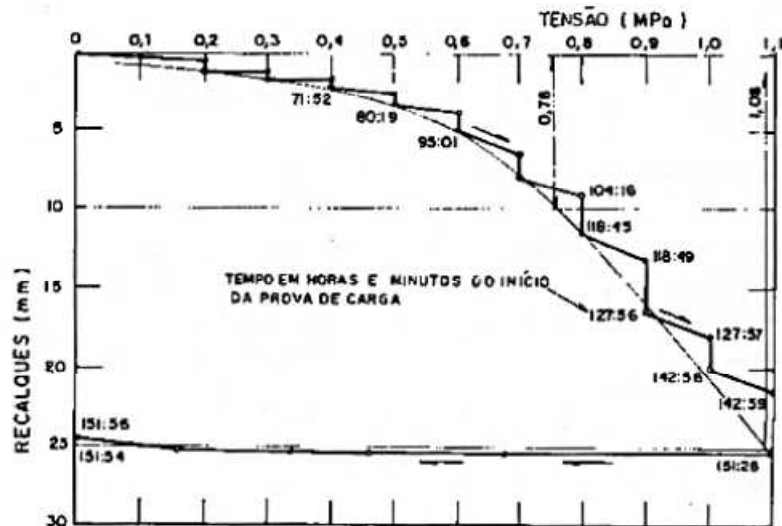
Fonte: Autora (2018).

Sistema de transmissão de cargas: É composto geralmente por uma rótula, um macaco hidráulico, uma célula de carga, uma torre de transferência de carga e a placa propriamente dita.

Sistema de leitura: É composto por medidores de deslocamentos que são fixados em pontos distintos da placa e por uma viga de referência.

Os resultados são expressos através de uma curva tensão x recalque (Figura 16), na qual constam as observações feitas no início e no fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos.

Figura 15 - Curva tensão x recalque



Fonte: Teixeira e Godoy (1998).

Segundo Alonso (2010), a curva carga x recalque pode ser representada entre dois casos extremos, os solos de ruptura geral, característica de solos resistentes (argila rijas ou areias compactas), e os solos de ruptura local onde, não há uma definição da tensão de ruptura, sendo característico de solos de baixa resistência (argilas moles ou areias fofas).

O valor da tensão admissível, com base no resultado da prova de carga pode ser obtido através da Equação 10 para solos de ruptura geral, e pelo critério de Boston, Equação 11 para solos de ruptura local (ALONSO, 2010).

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{2} \quad (Eq. 10)$$

$$\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{cases} \quad (Eq. 11)$$

Sendo, σ_{adm} a tensão admissível, σ_r tensão de ruptura do solo, σ_{25} e σ_{10} tensões referentes aos recalques de 25 e 10 mm respectivamente.

3.5.6 Método de extrapolação

Para curvas onde ocorre ruptura física em que a capacidade de carga é menor que a carga máxima de projeto ou em curvas que demonstram um recalque elevado, se faz necessário uma interpretação mais detalhada da curva carga x recalque para determinar a capacidade de carga, já que não apresentam ruptura nítida. Normalmente, a tensão (σ) utilizada no ensaio de prova de carga é de 1,5 a 2 (2σ) vezes o valor da tensão admissível de projeto. Mas esse limite de reação pode não ser atingido durante o ensaio, provocando uma interrupção do carregamento ou ainda, as tensões podem continuar crescentes com os recalques, exigindo um critério arbitrário para definir a ruptura (CINTRA *et al*, 2003).

Nesses casos, a carga de ruptura pode ser avaliada por meio da extrapolação da curva carga x recalque. Um dos métodos mais utilizado é o Método de Van der Veen (1953) (MELO, 2009).

3.5.6.1 Método de Extrapolação de Van der Veen

Van der Veen (1953), propôs um método que se baseia na utilização de uma função exponencial para definir a curva:

$$\sigma = \sigma_R(1 - e^{-a\rho}) \quad (Eq. 12)$$

Onde,

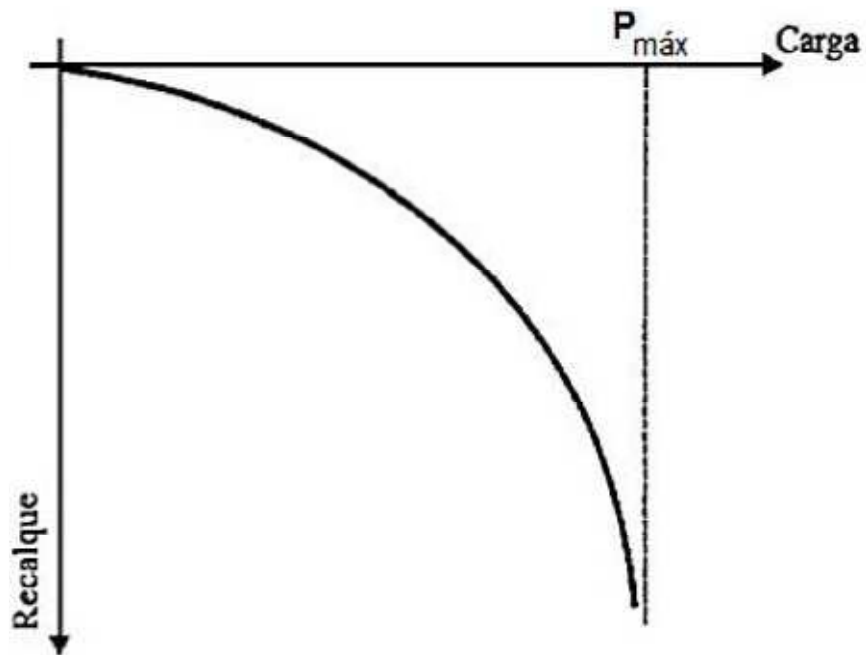
σ → Tensão aplicada (kPa);

σ_R → Tensão de Ruptura (kPa);

a → Coeficiente que define a forma da curva, que depende das características do solo;

ρ → recalque (mm);

Figura 16 - Curva carga x recalque de Van der Veen (1953).



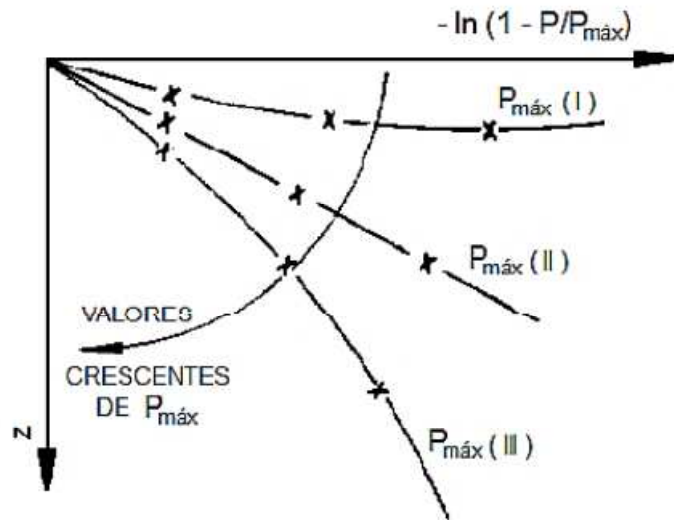
Fonte: Cintra e Aoki, (1999).

O valor de a pode ser definido a partir da modificação da Equação 13 aplicando base logarítmica:

$$a\rho = -\ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R}\right) \quad (\text{Eq. 13})$$

A curva é determinada por meio de tentativas, a partir dos pontos $(\sigma; \rho)$, seguindo a equação $\left[\rho; \ln\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_R}\right)\right]$, onde busca-se variar os valores de σ_R para encontrar valores de ρ que mais se aproximem de uma reta, como mostrado na Figura 17, neste caso para um ensaio de prova de carga em estaca, já que se trata de carga. A curva que apresente o melhor coeficiente de correlação R^2 , proporcionará a tensão de ruptura do ensaio (PÉREZ, 2014).

Figura 17 - Solução gráfica da equação.



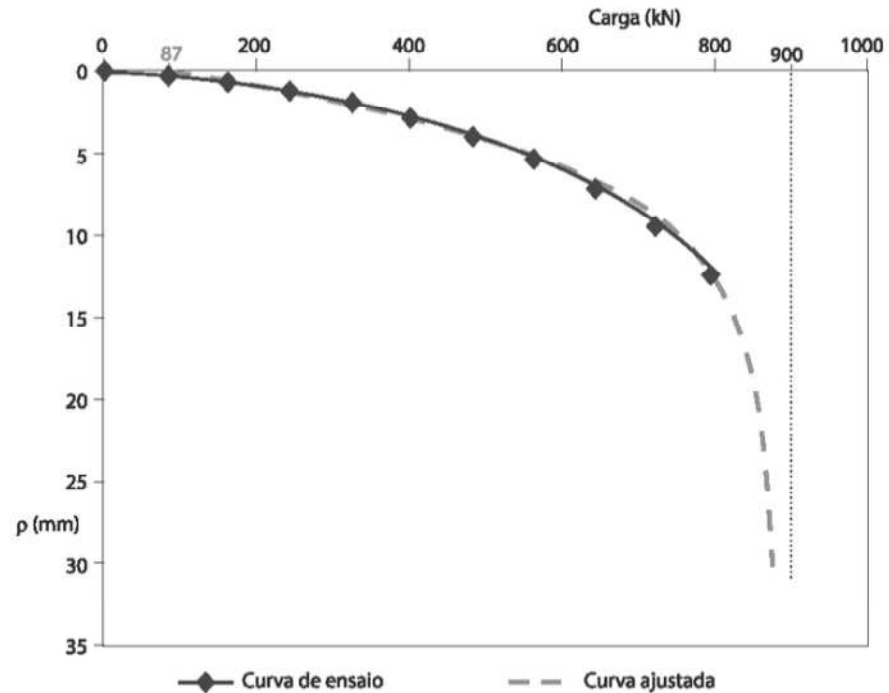
Fonte: Melo (2009).

Segundo Soares (2011), esse método é considerado um critério de ruptura, onde a ruptura física do elemento isolado de fundação, correspondente a recalques infinitos, é caracterizada pela tensão σ_R .

Aoki propôs uma melhoria na regressão ao notar que a reta não necessita obrigatoriamente passar pela origem dos eixos e o trecho inicial da curva poderia ser desprezado, e sugeriu uma modificação na equação, inserido a variável b que representa o intercepto no eixo dos recalques da reta obtida na escala semilogarítmica (CINTRA E AOKI, 1999).

$$\sigma = \sigma_R(1 - e^{-a\rho+b}) \quad (\text{Eq. 14})$$

Figura 18 - Curva carga x recalque ajustada por Van der Veen modificado por Aoki.

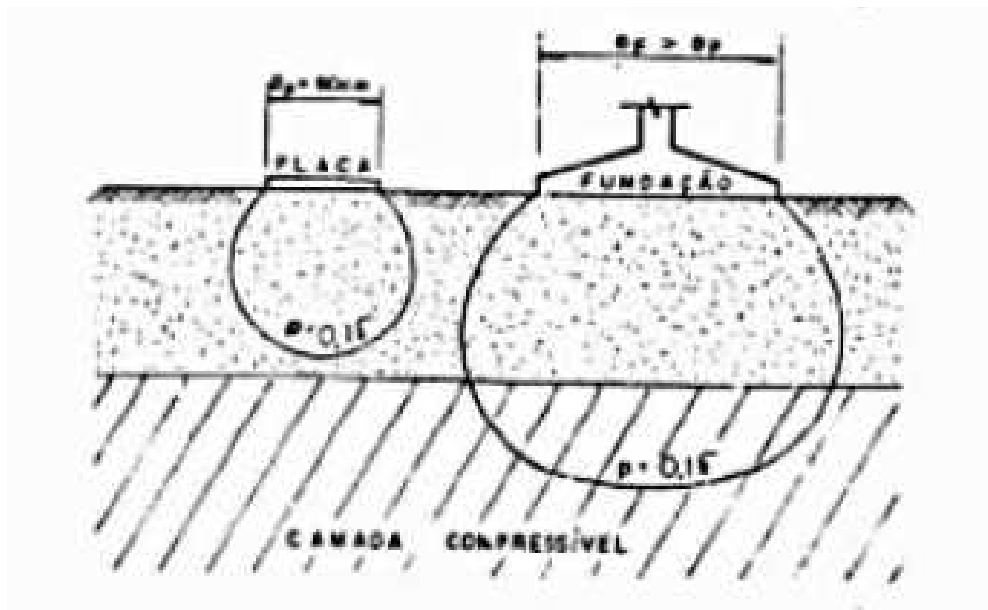


Fonte: Cintra *et al.* (2013).

3.5.7 Existência de camada compressível e correção da curva tensão x recalque

Segundo Alonso (1991), para que os resultados obtidos através de um ensaio de prova de carga em placa sejam considerados para uma fundação, é necessário que os bulbos de tensões tanto da placa quanto da estrutura alcancem solos com mesmas características de resistência e deformabilidade, sendo necessário conhecer o perfil geotécnico do solo antes da realização da prova de carga, e se por acaso no subsolo do terreno existirem camadas de solos compressíveis em profundidades que não sejam solicitadas pela placa mas pela fundação sim (Figura 19), a prova de carga não terá valor, a não ser que se aumente o tamanho da placa para que o bulbo de tensões dessa alcance tais camadas.

Figura 19 – Situação em que os resultados da prova de carga não se aplicam a fundação.



Fonte: Alonso (1991).

4. METODOLOGIA

4.1 Caracterização da pesquisa

A pesquisa tem uma abordagem quantitativa e qualitativa. Em relação aos objetivos, é classificada como exploratória, descritiva e explicativa. Sobre os procedimentos técnicos, ela se apresenta como pesquisa bibliográfica.

Segundo Gatti (2012), a pesquisa quantitativa é atribuída à grandeza com que um fenômeno se manifesta e, portanto, é uma mensuração dessa grandeza sob certos critérios, com significados marcados pela expressão objetiva da análise dos próprios dados. Para Gerhardt e Silveira (2009), a pesquisa qualitativa procura se aprofundar na compreensão de um fenômeno, buscando a sua explicação, se baseando em diferentes abordagens.

Uma pesquisa exploratória se caracteriza por buscar o aprimoramento de ideias, através de um levantamento bibliográfico. A descritiva descreve as características de um fenômeno estabelecendo relações entre as suas variáveis. A explicativa tem como principal característica o objetivo de definir os fatores que influenciam ou causam o fenômeno (GIL, 2002). É uma pesquisa bibliográfica, pois tem como intenção explicar um problema a partir de referências teóricas publicadas em livros, teses e artigos (ORTEGA, 2010).

4.2 Instrumento de coleta de dados

O embasamento desse trabalho foi feito por meio de buscas em livros, artigos científicos, teses de doutorado, NBRs, base de dados a bibliografia necessária para a fundamentação teórica, análise e estudo dos dados.

4.3 Procedimento de coleta de dados

Foram utilizados dados coletados de livros, relatório de sondagem e relatório de prova de carga, fornecidos pela empresa responsável pela obra.

4.4 Análise dos dados

Os resultados obtidos do relatório do ensaio de prova de carga foram analisados baseados nos métodos existentes na literatura, semi-empíricos e de extrapolação. Foi realizada

uma explanação sobre cada um dos métodos para melhor entendimento sobre o assunto, e ao fim, apontou-se qual o método que melhor caracterizou o problema.

4.5 Prova de carga

A Prova de Carga foi realizada de acordo com a NBR 6489 (ABNT, 1984). A edificação é de grande porte, no bairro Expedicionários na cidade de João Pessoa, Paraíba.

Para a realização do ensaio utilizou-se uma placa metálica com diâmetro de 800 mm apoiada a uma profundidade de 1,0 m, Tabela 4. Para a tensão máxima aplicada, de 1600 kN/m², foram seguidas as especificações citadas no projeto de fundação da obra.

Tabela 4 - Características do ensaio

Diâmetro da Placa	Profundidade	Tensão Máxima
800 mm	1,00 m	1600 kN/m²

Fonte: Acervo da obra.

Com relação ao sistema de reação, esquematizado na Figura 21, é formado por seis estacas de reação hélice contínua, com 300 mm de diâmetro e 8,0 m de comprimento útil no solo.

A transferência de carga do macaco hidráulico para os elementos de tração foi feita através de três vigas metálicas, sendo 01 principal e 02 transversais.

A medição dos recalques ocorridos foi feita por 04 relógios comparadores com curso de 50,0 mm e precisão de 0,01 mm.

A movimentação das estacas de reação foi medida através de níveis laser instalados e direcionados para régua milimetradas fixadas nas barras de tirantes.

O carregamento do 10º estágio foi mantido por 12 horas e então iniciou-se o descarregamento, realizado em 05 estágios. A Figura 20 a seguir ilustra o processo de montagem da prova de carga.

Figura 20 – Processo de montagem da prova de carga



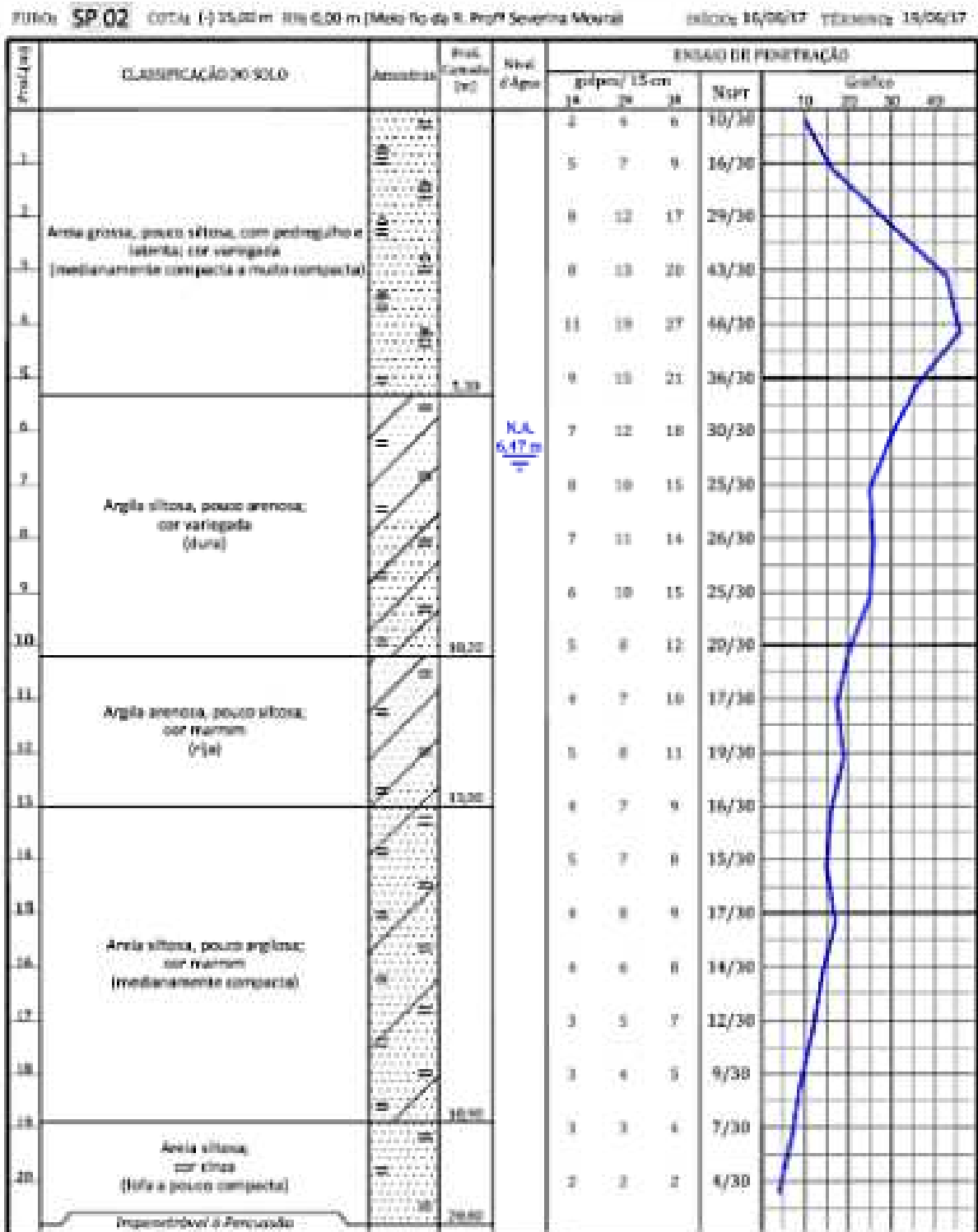
Fonte: Autora (2018).

5. RESULTADOS

O estudo é baseado nos resultados mostrados a seguir, de testes realizados em uma obra de uma edificação na cidade de João Pessoa – PB. Neste item é apresentado a sondagem e os resultados da prova de carga. A edificação é de grande porte, comum na região onde foi construída, no bairro do Expedicionário.

5.1 Sondagem SPT

Figura 21 - Sondagem SPT.



Fonte: Acervo da obra.

A sondagem foi realizada de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001) em uma obra localizada na cidade de João Pessoa – PB.

O gráfico mostrado na Figura 20 refere-se ao furo 02, pois ele é o mais próximo ao local onde a prova de carga foi realizada.

5.2 Prova de carga

A tensão máxima projetada para ser utilizada na prova de carga estava prevista para ser de 1600 kN/m², como mostra a Tabela 5, a qual conseguiu-se atingir durante o ensaio. Os recalques estão apresentados na Tabela 6 e a curva carga x recalque é mostrada no Gráfico 1.

Tabela 5 -Tensões do carregamento e descarregamento.

CARREGAMENTO		DESCARREGAMENTO	
Estágio	Tensões (kPa)	Estágio	Tensões (kPa)
1°	160	1°	1280
2°	320	2°	960
3°	480	3°	640
4°	640	4°	320
5°	800	5°	0
6°	960		
7°	1120		
8°	1280		
9°	1440		
10°	1600		

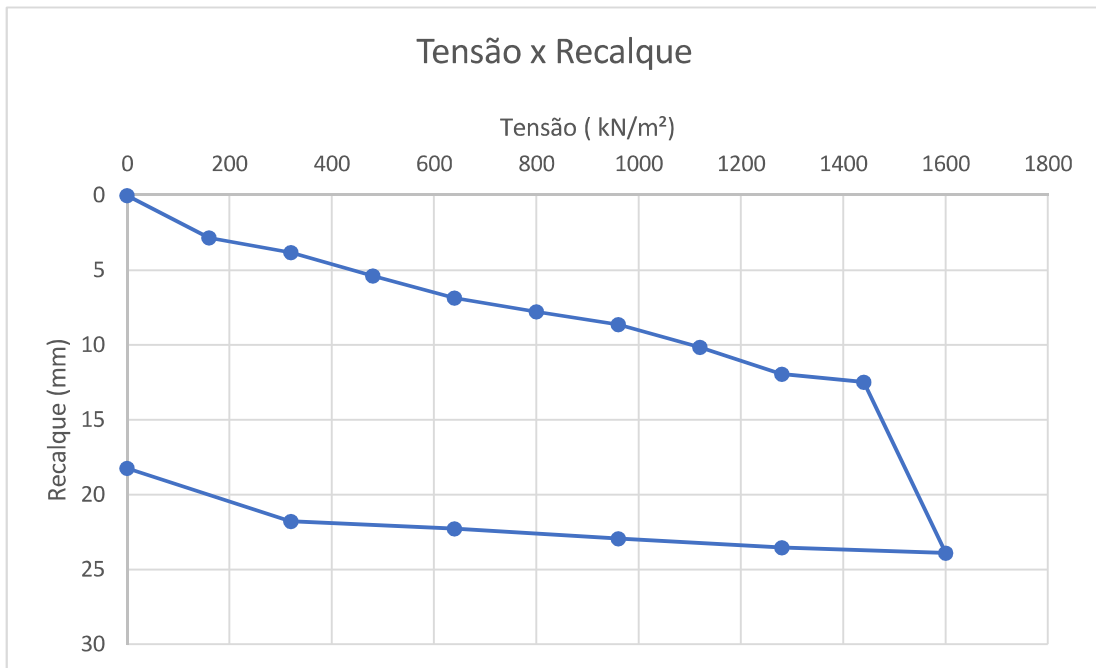
Fonte: Acervo da obra

Tabela 6 - Recalques obtidos durante o carregamento e descarregamento

CARREGAMENTO		DESCARREGAMENTO	
Tensão (kPa)	Recalques (mm)	Tensão (kPa)	Recalques (mm)
160	1,89	1280	23,81
	2,83		23,54
320	3,57	960	23,03
	3,80		22,94
480	4,63	640	22,39
	5,37		22,27
640	6,61	320	21,80
	6,84		21,77
800	7,31	0,0	18,46
	7,77		18,23
960	8,28		
	8,63		
1120	9,60		
	10,15		
1280	11,23		
	11,93		
1440	12,38		
	12,48		
1600	17,50		
	23,9		

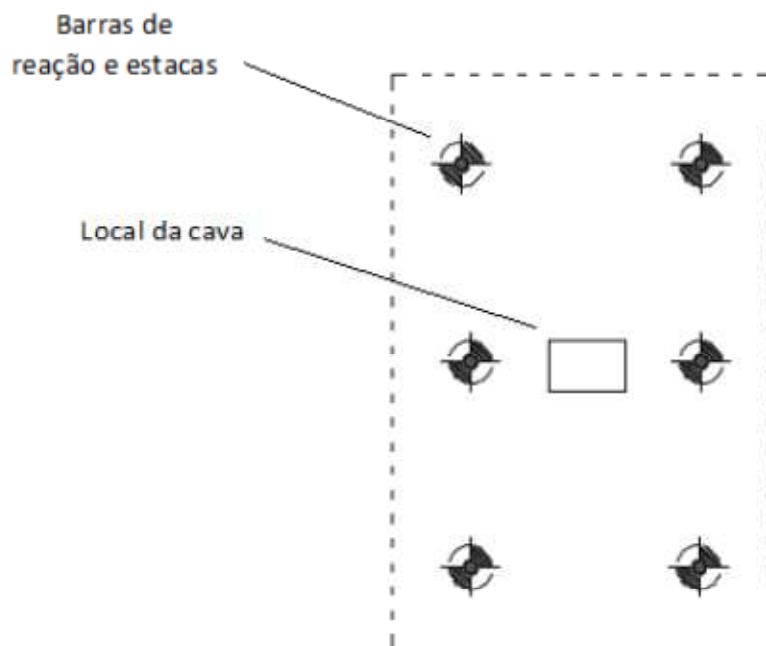
Fonte: Acervo da obra

Gráfico 1 - Curva carga x recalque da prova de carga.



Fonte: Acervo da obra

Figura 22 - Sistema das estacas de reação esquematizado



Fonte: Acervo da obra

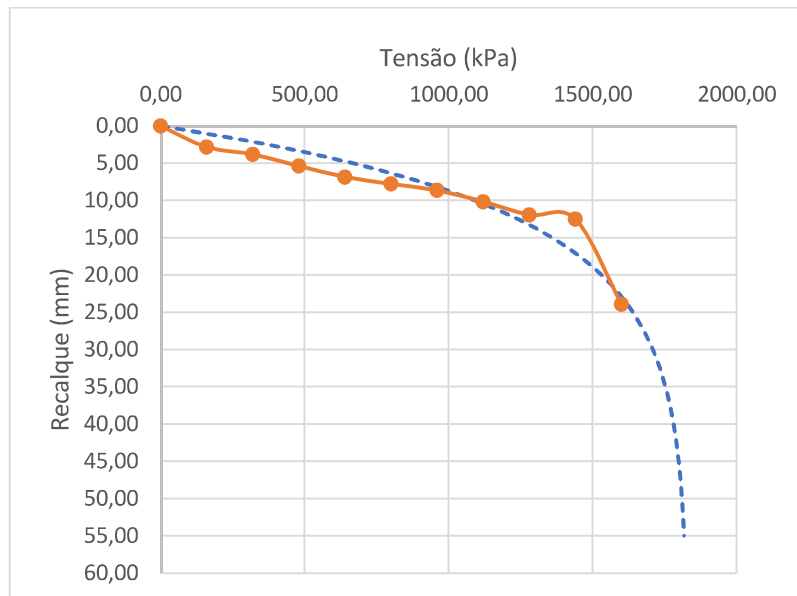
6. ANÁLISES DOS RESULTADOS

Com base nos resultados, pode-se observar o tipo de curva resultante da prova de carga. O formato da curva evidência um solo muito resistente onde a tensão de ruptura não está bem definida. Esse tipo de ruptura é passível de se fazer a extrapolação para se chegar a um valor de tensão de ruptura. A seguir é mostrada a extrapolação pelo método de Van der Veen (1953).

6.1 Extrapolação de Van der Veen (1953)

Dentre os critérios de ruptura que circundam o método, este foi aplicado e da extrapolação obteve-se o Gráfico 2 mostrando a curva ajustada.

Gráfico 2 - Critério de Van der Veen (1953).



Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 7, onde consta a tensão de ruptura extrapolada, σ_R , e os parâmetros do método.

Tabela 7 - Resultados obtidos com Van der Veen.

σ_R	1830 kN/m²
a	0,09066 mm ⁻¹
r^2	0,96740

Pode-se então, definir a equação para os pontos extrapolados que estão na Tabela 8.

$$\sigma = 1830 (1 - e^{-(0,09066\rho)})$$

Tabela 8 - Pontos extrapolados

σ (kPa)	ρ (mm)	σ (kpa)	ρ (mm)
0,00	0,00	1709,40	30,00
371,10	2,50	1733,90	32,50
667,00	5,00	1753,40	35,00
902,80	7,50	1768,90	37,50
1090,90	10,00	1781,30	40,00
1240,70	12,50	1791,20	42,50
1360,20	15,00	1799,00	45,00
1455,50	17,50	1805,30	47,50
1531,50	20,00	1810,30	50,00
1592,00	22,50	1814,30	52,50
1640,30	25,00	1817,50	55
1678,70	27,50		

Através do valor da tensão de ruptura, alcançado na extrapolação, de 1630 kN/m², pode -se calcular o valor de tensão admissível do solo, através da Equação 10, como mostra a tabela a seguir.

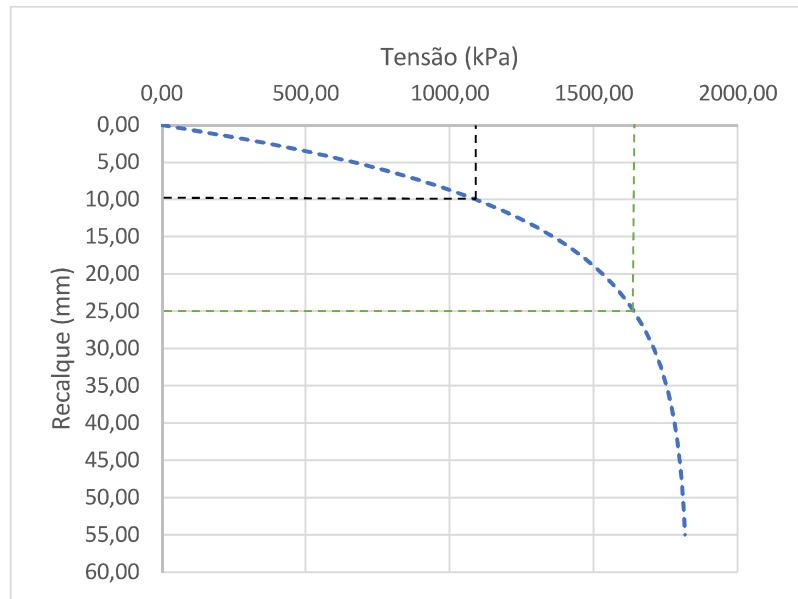
Tabela 9 - Tensão admissível através do método de Van der Veen (1953).

	915 kN/m ²
σ_{adm}	0,915 MN/m ²

6.2 Critério de Boston

Segundo o critério de Boston, a tensão admissível do solo é o menor valor entre as tensões referentes ao recalque de 10mm e a metade da tensão que equivale o recalque de 25 mm. Como nesse caso a prova de carga não atingiu esse último recalque mencionado, o critério será utilizado no gráfico extrapolado.

Gráfico 3 - Tensão referente ao recalque de 10 mm e 25mm



Como $\sigma_{25mm}/2 < \sigma_{10mm}$

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{25\text{ mm}}}{2} = \frac{1640}{2} = 820 \text{ kN/m}^2$$

6.3 Métodos semi-empíricos

Para o cálculo da tensão admissível através dos métodos semi-empíricos de Teixeira Godoy (1998) e Mello (1975) foram consideradas três sapatas quadradas com lados 1, 2 e 3, assentes a uma profundidade de 1,0 m, como mostrado nas Tabelas 10 e 11.

6.3.1 Teixeira e Godoy (1998)

Na Tabela 10 estão apresentados os resultados obtidos pelo método de Teixeira e Godoy (1998).

Tabela 10 - Método Teixeira e Godoy (1998)

Lado B da sapata (m)	Bulbo de tensões 2B (m)	Nspt médio	σ_{adm} (kPa)
1	2	22,50	450,00
2	4	33,50	670,00
3	6	33,33	666,67

6.3.2 Mello (1975)

Na Tabela 11 estão apresentados os resultados obtidos pelo método de Mello (1975).

Tabela 11- Método de Mello (1975).

Lado B da sapata (m)	Bulbo de tensões 2B (m)	Nspt médio	σ_{adm} (kPa)
1	2	22,50	374,34
2	4	33,50	478,79
3	6	33,33	477,35

6.4 Dimensionamento geotécnico considerando três pilares hipotéticos como forma de avaliar os resultados de tensão admissível obtidos pelos diferentes métodos

Foram dimensionadas sapatas isoladas com cargas centradas para três pilares quadrados com dimensões e cargas especificadas nas Figuras 23, 24 e 25. As tensões admissíveis utilizadas para os cálculos foram as obtidas pela extrapolação de Van der Veen, por métodos semi-empíricos e critério de Boston.

Figura 23 - Pilar 1 com dimensões 0,40 x 0,40 m e carga P de 815kN

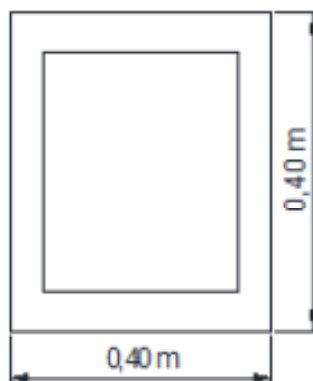


Figura 24 - Pilar 2 com dimensões 0,50 x 0,50 m e carga P de 3310 kN

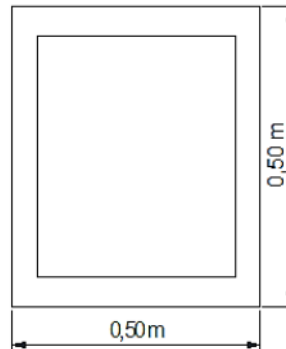
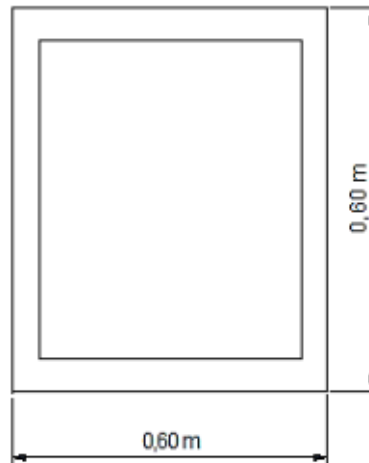


Figura 25 - Pilar 3 com dimensões 0,60 x 0,60 m e carga P de 7485kN



- **Extrapolção de Van der Veen**

Tabela 12 - Dimensionamento de sapata utilizando valor de tensão admissível resultante do método de Extrapolção de Van der Veen (1953).

Dimensionamento geotécnico			
Pilar	Área da sapata $A = 1,1P/\sigma_{adm}$ (m ²)	Lado da sapata $B = \sqrt{A}$ (m)	Valor final de B (m)
1	0,979	0,990	1,00
2	3,979	1,995	2,00
3	8,998	3,000	3,00

- **Mello (1975)**

Tabela 13 - Dimensionamento de sapata utilizando valores de tensões admissíveis resultantes do método de Mello (1975).

Dimensionamento geotécnico			
Pilar	Área da sapata $A = 1,1P/\sigma_{adm}$ (m ²)	Lado da sapata $B = \sqrt{A}$ (m)	Valor final de $B(m)$
1	2,394	1,548	1,55
2	7,604	2,758	2,80
3	17,248	4,153	4,20

- **Teixeira e Godoy (1996)**

Tabela 14 - Dimensionamento de sapata utilizando valores de tensões admissíveis resultantes do método de Teixeira e Godoy (1998).

Dimensionamento geotécnico			
Pilar	Área da sapata $A = 1,1P/\sigma_{adm}$ (m ²)	Lado da sapata $B = \sqrt{A}$ (m)	Valor final de $B(m)$
1	1,992	1,411	1,45
2	5,434	2,331	2,35
3	12,350	3,514	3,55

- **Critério de Boston**

Tabela 15 - Dimensionamento de sapata utilizando valor de tensão admissível resultante do Critério de Boston.

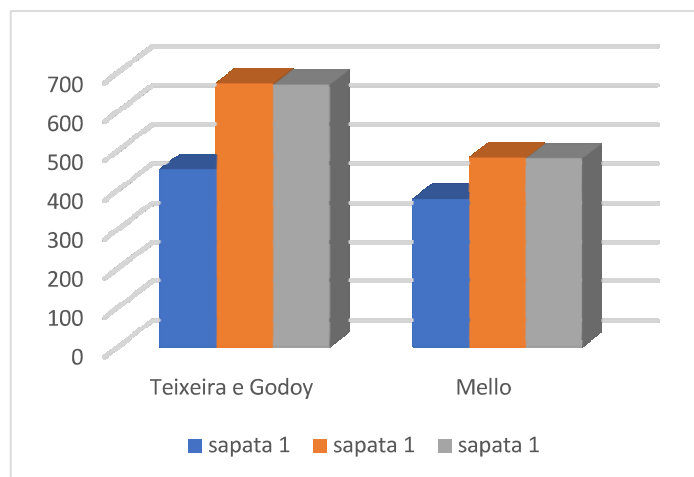
Dimensionamento geotécnico			
Pilar	Área da sapata $A = 1,1P/\sigma_{adm}$ (m ²)	Lado da sapata $B = \sqrt{A}$ (m)	Valor final de $B(m)$
1	1,093	1,046	1,05
2	4,440	2,107	2,15
3	10,040	3,169	3,20

6.4 Análise da prova de carga, método de extrapolação, critério de Boston em métodos semi-empíricos

Com base nos resultados, algumas análises podem ser feitas. A curva gerada a partir do método de extrapolação de Van der Veen (1953) apresentou o formato esperado, que evidencia uma ruptura generalizada. Tal método limita que a curva se inicie em zero, o que foi necessário pois utilizando o método modificado por Aoki (1976) encontrou-se valores incondizentes com a realidade, com tensões e recalques negativos.

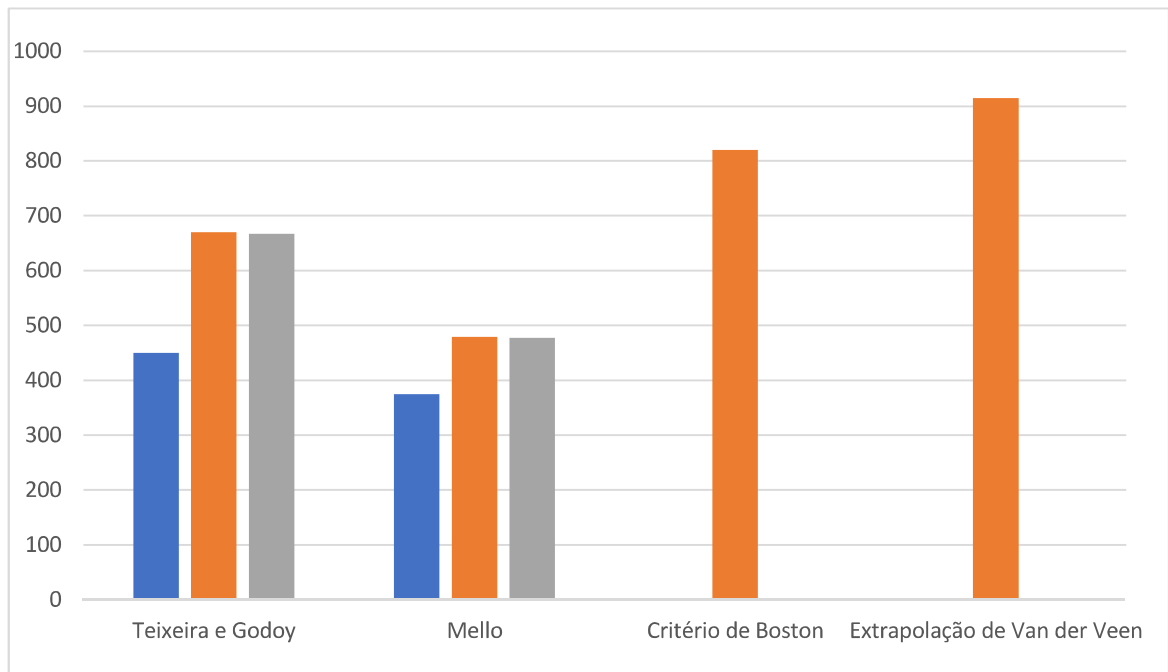
Dentre os métodos semi-empíricos, o que mais se aproximou da tensão admissível definida através do valor de tensão de ruptura obtida pela extrapolação de Van der Veen foi o método de Teixeira e Godoy (1998) para uma sapata de lado $B = 2$ m, com uma diferença de 26,77%. Já para as sapatas de lado B com valores de 1 e 3 m os resultados foram de 50,82% e 27,14%, respectivamente. As tensões admissíveis estimadas pelo método semi-empírico de Mello (1975) são 59,09%, 47,67% e 47,83% menores do que o dado pela extrapolação de Van der Veen, para as sapatas de lado B iguais a 1, 2 e 3 m, respectivamente. O Gráfico 6 mostra uma comparação entre métodos semi-empíricos.

Gráfico 4 - Tensões admissíveis



O critério de Boston, normalmente utilizado para a obtenção da tensão de ruptura e consequentemente a admissível em provas de carga, que não apresentam uma ruptura definida, apresentou um valor 10,38% menor que o dado por Van der Veen. Um resultado próximo ao dado pelo método de extrapolação. O que comprova a eficiência do método.

Gráfico 5 – Comparação entre todos os métodos



7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho analisou um teste de carga estática em placa, realizado em uma obra de grande porte, localizada na cidade de João Pessoa – PB. A placa utilizada no ensaio possuía 0,8 m de diâmetro e o teste foi realizado a uma profundidade de 1,0 m. A tensão admissível projetada inicialmente para suportar as cargas da superestrutura era de 800 kN/m² e a tensão de ensaio de 1600 kN/m², conforme NBR 6489.

Foram feitas análises dos resultados da prova de carga pelos métodos semi-empíricos de Mello (1975), Teixeira e Godoy (1953), pelo método de extrapolação de Van der Veene pelo critério de Boston.

As avaliações mostraram que o método semi-empírico que estimou um valor mais próximo aos valores da prova de carga resultante foi o de Teixeira e Godoy (1998). Porém em comparação a todos os métodos utilizados foi o Critério de Boston que mais se aproximou do valor obtido através do método de extrapolação. Já o de Mello (1975) foi o que apresentou resultados mais distantes dos fornecidos pela prova de carga.

Os métodos semi-empíricos de Teixeira e Godoy (1998) e Mello (1975), tiveram valores com diferenças significativas em relação aos obtidos pela prova de carga, isso comprova que para solos com resistências elevadas tais métodos não são confiáveis. Isso se dá pelo fato de que todos os estudos e correlações, que deram origem as fórmulas semi-empíricas citadas, foram feitos com base em intervalos que limitam sua utilização, para solos com uma média entre 2 e 20 N_{spt}. Isso é uma forma de evitar que se obtenha tensões admissíveis mais elevadas que a realidade, determinando uma tensão admissível de no máximo 400 kPa, quando não considerada a sobrecarga (o que geralmente ocorre). Dessa maneira para solos de alta resistência isso acabaria por superdimensionar a fundação em questão.

Foi possível mostrar a importância da realização do ensaio de prova de carga, uma vez que os seus resultados são os que demonstram a realidade do sistema estrutura-solo em estudo. Tal ensaio é de extrema importância principalmente para casos como este em que o solo o qual será construída a edificação possui uma alta resistência. Fazê-lo é uma forma de adquirir segurança para a utilização de tensões mais altas, que exigem análises mais profundas.

A própria mecânica dos solos, que é a principal ciência que envolve a geotecnia e o estudos das fundações de maneira geotécnica, é uma ciência relativamente nova que vem se desenvolvendo muito nos últimos anos. A cada dia surgem estudos e pesquisas que visam chegar a fórmulas que facilitem a concepção de projetos geotécnicos de fundações, apesar do grande desafio que isso apresenta, pelo fato das massas de solos possuírem grande variabilidade, com características difíceis de serem definidas fora do laboratório. Porém a geotecnia é uma ciência de complexidade fascinante, os próprios métodos semi-empíricos, apesar de limitantes, já são um grande avanço que facilitam em grande parte dos casos os cálculos. Porém é relevante reforçar a importância da realização da prova de carga, que fornece valores confiáveis sobre o solo. Possibilitando ao projetista maior confiança no dimensionamento da fundação e evitando conseqüentemente problemas futuros com a edificação.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. E. Blucher, 1983.
- ALONSO Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo. Blucher, 2010.
- ALONSO Urbano Rodriguez. **Previsão e controle de fundações**. Editora Edgard Blucher. Ltda. São Paulo, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro/RJ. ABNT, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro/RJ. ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. Rio de Janeiro. 1984.
- BEZERRA, Raimundo Leidimar. **Introdução ao estudo das fundações**. Notas de aula. 2017.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra: 2 v**. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos, 2015.
- CINTRA, J.C.A; AOKI, N; ALBIERO, J.H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003.
- CINTRA, J.C.A; AOKI, N; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Testos, 2011.
- CINTRA, José Carlos Ângelo; AOKI, Nelson. **Carga Admissível em Fundações Profundas**. 1a Edição. São Carlos, SP. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1999.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução ALL Tasks. São Paulo: Thomson Learsing. 2007.
- FELLENIUS, B. H. **Test loading of piles and New proof testing procedure**. Journal of the Geotechnical Engineering Division. New York, 1975.

FURRIER, M. **Caracterização geomorfológica e do meio físico da Folha João Pessoa 1:100.000**. 2007. 213 f. Tese (doutorado) – Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, São Paulo: USP, 2007.

GATTI, Bernardete A. **Abordagens quantitativas e a pesquisa educacional**. Fundação Carlos Chagas, Universidade de São Paulo – USP, 2012.

GERHARDT, Tatiana Engel; SILVEIRA, Denise Tolfo [organizado por]; **Métodos de pesquisa**. coordenado pela Universidade Aberta do Brasil – UAB/UFRGS e pelo Curso de Graduação Tecnológica – Planejamento e Gestão para o Desenvolvimento Rural da SEAD/UFRGS. – Porto Alegre, Editora da UFRGS, 2009.

GIL, Antônio Carlos. Como Classificar as Pesquisas? In: GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo, Atlas, 2002.

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1983.

GOOGLE (2018). Google Earth. Google Inc., 2014. Disponível em: <<http://earth.google.com>>. Acesso em: 11 de abril de 2018.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo/SP. Pini, 1998.

IBGE (2017). Disponível em: <cidades.ibge.gov.br/brasil/pb/joao-pessoa/panorama>. Acesso em: 11 de abril de 2018.

MARTINS, VÂNIA Paiva. **Análise Ambiental e Legal do Processo de Ocupação e Estruturação Urbana da Cidade de João Pessoa/PB, Numa Visão Sistêmica**. 146 p. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio ambiente). Universidade Federal da Paraíba – Universidade Estadual da Paraíba, João Pessoa/PB. 2006.

MELLO, V. F. B. **Deformações como base fundamental de escolha de fundação**. Geotecnia, SPG, n.12. 1975.

MELO, Antônio Sérgio Tavares et al. **Os Aglomerados Subnormais do Vale do Jaguaribe e do Timbó – Análise Geoambiental e Qualidade de Vida**. 132 f. Relatório de Pesquisa. Centro Universitário de João Pessoa – Curso de Geografia. João Pessoa, PB. 2001.

- MELO, Barbara Nardi. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. 219 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP. Campinas – SP. 2009.
- ORTEGA, Aleciana Vasconcelos. **Métodos e Técnicas de Pesquisa**. Rio de Janeiro/RJ, 2010.
- PÉREZ, NurianBibianaMunévar. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014.
- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- RUSSI, Daniel. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.
- SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. Biblioteca Universitária. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2012.
- SOARES, Wilson. Cartaxo. **Radier Estaqueado com Estacas HollowAuger em Solo Arenoso**. 2011. 341 p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife – PE. 2011.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**.
- TEIXEIRA, A. H. **Fundações Rasas**. In: III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Belo Horizonte. 1996.
- TERZAGHI, Karl. **TeoricalSoilMechanics**. New York, Jonh Willey e sons, 1943
- VAN DER VEEN, C. (1953). **The BearingCapacityof a Pile**, In: Proceedings III InternationalConference ou SoilMechanicsand Foundation Engineering, Zurich, Swtzerland.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações volume 1: Critérios de projeto: Investigação de subsolo: Fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de textos, 2011